

土木水利

The Magazine of The Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering

April
2014



高雄港聯外高架工程



BMRC1, NEWRC1.5 柱身鋼筋綁



隔板採均佈小孔設計之灌漿測試

ISSN 0253-3804



9 770253 380006

NT\$300



Volume 41, No. 2

中國土木水利工程學會 發行
CIVIL AND HYDRAULIC ENGINEERING

一枝草一點露
回看工程鴻爪路

鋼筋混凝土
技術新發展

吉興工程顧問股份有限公司

GIBSIN Engineers, Ltd.



吉興公司規劃設計之電廠裝置容量佔台灣地區新建火力電廠近70%

- 大潭發電廠, 6部機, 4200MW, 燃氣, 複循環機組
- 大林發電廠更新改建計畫, 2部機, 1600MW, 燃煤, 超臨界壓力機組
- 通霄發電廠更新擴建計畫, 2880MW, 燃氣, 複循環機組
- 星元發電廠, 1部機, 480MW, 燃氣, 複循環機組
- 台中發電廠, 10部機, 5500MW, 燃煤, 次臨界壓力機組
- 麥寮發電廠, 7部機, 4200MW, 燃煤, 超臨界壓力機組

23145 新北市新店區寶橋路233-1號6樓

電話: 886-2-2916-0061 傳真: 886-2-2916-0001

網址: www.gibsin.com.tw 電郵信箱: gibsin@gibsin.com.tw



土木水利雙月刊

中國土木工程學會會刊



土木水利半月集

簡多利用

土木社群 網頁
www.ciche.org.tw

先進工程社群

- 混凝土工程
- 運輸工程
- 資訊工程
- 系統工程
- 非破壞檢測
- 鋼結構
- 鋪面工程
- 工程管理
- 先進工程

永續發展社群

- 永續發展
- 水資源工程
- 海洋工程
- 景觀工程
- 能源工程
- 工程美化
- 國土發展
- 大地工程
- 環境工程
- 綠營建工程
- 天然災害防治工程
- 營建材料再生利用

國際兩岸社群

- 國際活動及亞洲土木工程聯盟
- 兩岸活動
- 亞太工程師

教育學習社群

- 工程教育
- 土木史
- 大學教育
- 學生活動
- 終身學習
- 工程教育認證
- 技專院校

學會活動社群

- 學會選舉
- 土水法規
- 專業服務
- 學會財務
- 會務發展
- 公共關係 [工程倫理]
- 學術活動
- 介紹新會員
- 學會評獎
- 年會籌備
- 會士審查

出版活動社群

- 中國土木工程學刊
- 土木水利雙月刊
- 土木水利半月集

分會活動社群

- 土水學會
- 土水中部分會
- 土水南部分會
- 土水東部分會

發行人：呂良正

出版人：中國土木工程學會

主任委員：宋裕祺 (國立台北科技大學土木工程系教授)、(兼總編輯)、(編輯出版委員會)

副主任委員：王華弘 (明新科技大學土木工程與環境資源管理系副教授)

委員：王昭烈、李維森、周中哲、周功台、周頌安、徐景文、高邦基、張添晉、劉格非、陳立憲 (依姓氏筆劃排序)

副總編輯：鄧鳳雲

秘書：宋慧敏

定價：每本新台幣300元、每年六期共新台幣1800元 (航郵另計)

繳費：郵政劃撥00030678號 中國土木工程學會

會址：10055 台北市中正區仁愛路二段一號四樓

電話：(02) 2392-6325 傳真：(02) 2396-4260

網址：http://www.ciche.org.tw

電子郵件信箱：行政服務ciche@ciche.org.tw、會員服務ciche.roc@msa.hinet.net

印刷者：中禾實業股份有限公司

地址：22161 新北市汐止區中興路98號4樓之1

電話：(02) 2221-3160

中國土木工程學會第二十一屆理監事

理事長：呂良正

常務理事：曹壽民 沈景鵬 張荻薇 陳仲賢

理事：莫若楫 曾大仁 楊偉甫 歐來成 歐善嘉 龔誠山 王昭烈
李咸亨 周永暉 鄭國雄 馬俊強 黃洪才 丁澈士 張武訓
蔡清標 吳瑞賢 陳存永 鄭文隆

常務監事：周南山

監事：楊永斌 李建中 張培義 許俊逸 黃燦輝 賴世聲

秘書長：倪惠妹

副秘書長：賴勇成

中國土木工程學會任務：

1. 研究土木水利工程學術。
2. 提倡土木水利最新技術。
3. 促進土木水利工程建設。
4. 提供土木水利技術服務。
5. 出版土木水利工程書刊。
6. 培育土木水利技術人才。

土木水利雙月刊已列為技師執業執照換發辦法之國內外專業期刊，土木工程、水利工程、結構工程、大地工程、測量、環境工程、都市計畫、水土保持、應用地質及交通工程科技師適用。

土木水利雙月刊對來稿有刪修權，不願刪修者，請註明。

中國土木工程學會和您一起成長！

中華郵政北台字第518號 執照登記為雜誌 行政院新聞局出版事業登記証 局版臺誌字第0248號

PVF STEEL



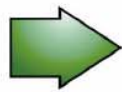
盟鑫PVF產品

是採用杜邦PVF100%純氟素皮膜 (Tedlar®) 進行貼合在金屬表面，經美日實驗證實PVF產品的抗UV、耐蝕等持久性為氟碳烤漆鋼板之數倍，PVF產品已在美日地區使用30年以上，整體經濟效益性極為優越。

適用場地：①沿海地區浪板壁及捲門 ②發電廠 ③捷運內裝板 ④大樓帷幕牆 ⑤化學桶

1. 盟鑫PVF生產流程

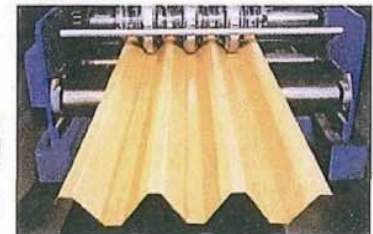
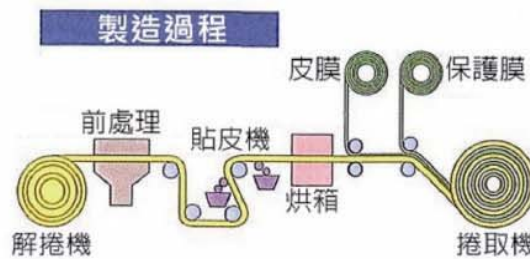
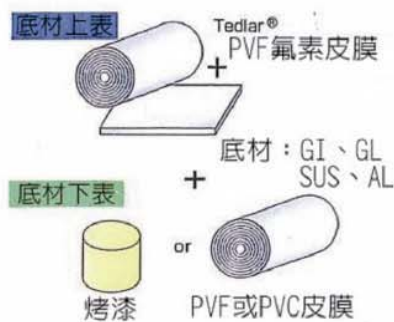
原始鋼捲



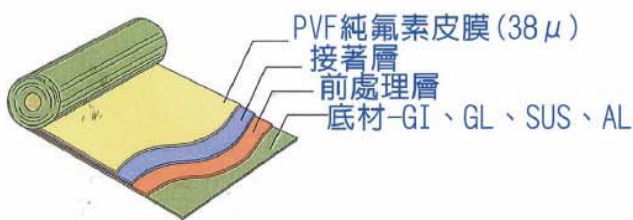
貼皮流程



成型流程



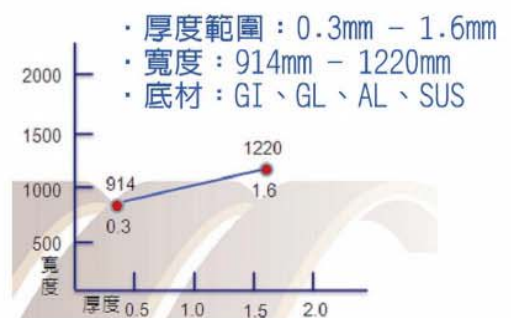
2. PVF鋼板剖面圖



PVF皮膜拉伸測試



3. PVF底材接單規範



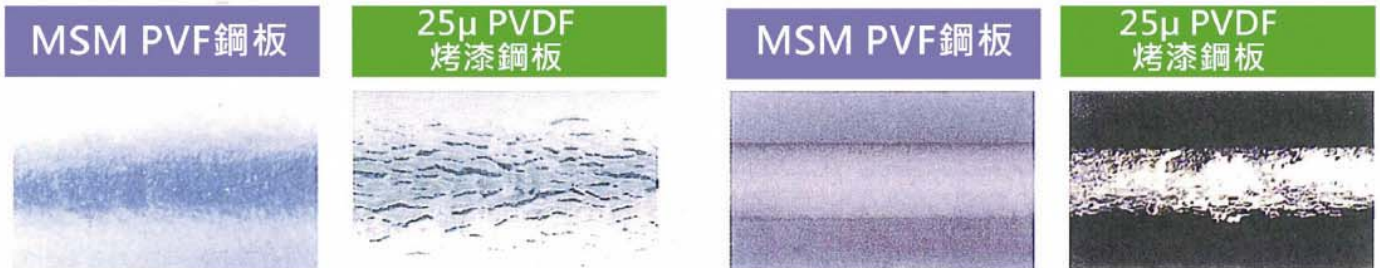
4. PVF鋼板特性

1. 歷經長久時間使用，顏色亦不易褪色，具有優越的抗候、抗腐蝕及抗污等特性
2. 高質感的外觀造就令人印象深刻的建築結構體
3. 具備極優越的可加工性
4. 使用高鍍層鋼板作為盟鑫PVF產品的底材

4. PVF 加工性測試 (200倍放大鏡)

(1) 彎曲測試

(2) 2000小時鹽水噴霧後的T-band



5. 標準色卡 (PVF膜皆為38 μ)

色樣 Color			
代號 Code	WH15 (白)	GH15 (淺灰)	SA15 (米黃)

6. 應用實例

● 高鐵車站外牆(日本)



● 工廠外牆(大陸常州)



● 核電廠外牆(1979.芬蘭)



7. 盟鑫產品

- 貼皮鋼品 PVC, PET/PVC, PVF Laminated Steel
- 電鍍鋅鋼品 Electric Galvanized Steel
- 烤漆鋼品 Pre-Painted, SMP, SVP, PVDF Steel
- 鍍鋅鋼品 Galvanized Steel
- 家電鋼品 PCM Steel, Whiteboard, Blackboard
- 冷軋鋼品 Cold Rolled Steel

高雄營業處 KAOHSIUNG HEAD OFFICE
 807 高雄市三民區文濱路15號
 No.15, Wenbin Rd., Sanmin Dist., Kaohsiung, Taiwan
 Tel 886.7.7670111 Fax 886.7.7676333
<http://www.mengsin.com.tw>

屏東工廠 PING-MAN INDUSTRIAL DISTRICT
 940 屏東縣枋寮鄉東海村精進路16號(屏南工業區)
 No. 16 Ching-Chin Rd., Fang-Liao, Pingtung Hsien, Taiwan
 Tel 886.8.866.8850 Fax 886.8.866.8891
 統一編號：27218804

木鐸集

- ☞ 一枝草一點露・回看工程鴻爪路（下） 沈景鵬 1

鋼筋混凝土技術新發展（客座主編：台灣世曦工程顧問股份有限公司王炤烈總工程師）

- 專輯序言：鋼筋混凝土技術新發展 王炤烈 10
- ☞ 混凝土老劣化對鋼筋混凝土橋梁耐震性能之影響 宋裕祺／蘇進國／許家銓／賴明俊／陳俊仲／洪曉慧 11
- ☞ 自充填混凝土在近期橋梁工程之應用 王炤烈／張英發／蔡益成／彭知行／游文慧 19
- ☞ 美國ACI 318-14規範對柱耐震圍束箍筋量之變革 沈文成／李翼安／黃世建 27
- ☞ 因應規範發展潮流之配筋細節探討 陳奕信 34

應用研究

- ☞ 鋼柱橫隔板開孔型式對柱內混凝土充填及軸力行為影響之研究 尹衍樑／甘錫滢／王瑞禎／鄭瑞濱／姚村淮 44
- ☞ 腐蝕鋼筋之拉力行為 歐昱辰／郭陳風／劉澄洲 55
- ☞ 擴頭鋼筋於梁柱接頭之應用與設計 林克強／邱建國／紀凱甯 62

學會資訊看板

- ☞ 台灣光榮入選為ACECC財務委員 — 第二十六屆亞洲土木聯盟協調委員會大會紀實 王華弘 76

TAIWAN INTERNATIONAL PORTS Co., Ltd.
臺灣港務股份有限公司

Privileged Access to the World

臺灣港務股份有限公司 (TIP)
聯合招商服務窗口
http://taiwan-ftz.com

基隆港
TEL +886-2-24206264-5
FAX +886-2-24295826
E-MAIL kei_ftz@khhb.gov.tw

臺北港
TEL +886-2-26196025
FAX +886-2-26196027
E-MAIL lu0612@khhb.gov.tw

蘇澳港
TEL +886-3-8972010
FAX +886-3-9962739
E-MAIL fang@khhb.gov.tw

臺中港
TEL +886-4-26642254
FAX +886-4-26580547
E-MAIL hsiu@mail.tchb.gov.tw

高雄港
TEL +886-7-5622681
FAX +886-7-5214903
E-MAIL p05370@mail.khhb.gov.tw

安平港
TEL +886-6-2653014
FAX +886-6-2612042
E-MAIL p09199@mail.khhb.gov.tw

廣告快搜

吉興工程顧問股份有限公司	封面裡
盟鑫金屬有限公司 — PVF STEEL	前扉跨頁
臺灣港務股份有限公司 — Privileged Access to the World	目錄1
中華顧問工程司 — 培育科技人才・改進工程技術	目錄2
高速公路橋梁耐震 評估補強工程技術研討會	前扉6
達欣工程 — 智慧、創新、務實、勤奮 一步一腳印・向永續邁進	43
「土木水利」雙月刊 廣告訂單	80
「BIM, 什麼把戲」 會員購書優惠!	封底裡
台灣世曦工程顧問股份有限公司 — 分毫不差 才足以教人驚豔	封底

培育科技人才
SCHOLARSHIP & TRAINING

改進工程技術
RESEARCH & DEVELOPMENT

追求工程建設的真善美
延伸人類幸福文明視野

The future we seek to create in the technology of engineering

財團中華顧問工程司
法人 CHINA ENGINEERING CONSULTANTS, INC.

台北市10637辛亥路二段185號28樓
28F., No.185, Sec. 2, Simhai Rd., Taipei 10637, TAIWAN
Tel.: (02) 8732-5567, Fax: (02) 8732-8967
http://www.cecc.org.tw

2/19 學會春酒在台大水源會館舉辦，席開七桌，當晚美酒佳餚加那卡西伴唱，大家齊聚一堂，氣氛熱烈。

邀請貴賓有江世雄、吳乃怡、李順敏、洪啟德、楊立奇、陳明信、蔡榮根、王俊傑、林鴻堂、何金駒。

會士及前任理事長有陳世圯、曾元一、陳振川。

會士、理監事有丁澈士、吳瑞賢、馬俊強、黃洪才、王炤烈、呂良正、周禮良、洪如江、高健章、梁 樾、陳舜田、黃世傑、謝啟萬、朱 旭、邱琳濱、陳清泉、張荻薇、周南山、鄭文隆、李咸亨、顏清連、張培養、許俊逸、黃燦輝。

主任委員有方永壽、王華弘、宋裕祺、周中哲、周功台、周頌安、林同安、林其璋、徐永華、徐輝明、張陸滿、許協隆、陳一坤、陳振華、曾仁杰、曾惠斌、黃文政、黃兆龍、劉玉雯、鄭家齊、謝尚賢等。

呂理事長率秘書處全體同仁感謝大家出席！



◎本場專業講習已獲公務人員終身學習及技師積點許可

Workshop on Seismic Assessment and Retrofit Techniques for Freeway Bridges

高速公路 橋梁耐震 評估補強 ◎工程技術研討會

時間 2014年6月3日(二) 09:00~17:00

地點 國立台灣大學應用力學館國際會議廳

名額 100人(依報名順序額滿為止)

Dr. Samuele Infanti | 義大利 FIP Industriale 公司
隔減震元件研發技術主管

歐盟橋梁地震保護系統設計規範指導原則

Seismic Protection Devices for Bridge Retrofit: Applications and Production Control According to the European Code EN15129: 2009.

足立幸郎 博士 | 日本阪神快速道路株式會社

日本創新橋梁耐震補強及隔震設計

Innovative Seismic Strengthening and Isolation of Bridge Structures in Japan.

Dr. W. Phillip Yen | 美國聯邦公路總署 (FHWA)
Principal Bridge Engineer-Structural Dynamics/
Senior Seismic Research Program Manager

美國耐震補強原則與標準

Seismic Retrofitting Principles and Measures on US Highway Bridges.

宋裕祺 教授 | 國家地震工程研究中心組長
國立台北科技大學土木工程學系教授

國道橋梁震後特別檢測與緊急補強

葉錦勳 博士 | 國家地震工程研究中心組長

國道橋梁震損評估及其應用

詹穎雯 教授 | 臺灣營建研究院院長
國立台灣大學土木工程學系教授

國道橋梁維護管理與案例集介紹

彭康瑜 副總工程師 | 林同棧工程顧問股份有限公司

國道高速公路後續路段橋梁耐震補強工程計畫簡介

主辦單位 交通部台灣區國道高速公路局 · 林同棧工程顧問股份有限公司

協辦單位 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心 · 中華民國地震工程學會
財團法人臺灣營建研究院 · 中國土木工程學會

費用

每位 1,000 元
(含午餐及全文紙本一本)

報名期間

2014年4月1日至5月25日止

報名方式

詳見網址 www.blessedluz.com
郵局劃撥帳號: 50217190
路斯國際工程有限公司

連絡方式

連絡人: 楊斯涵小姐
連絡電話: 0910215946
FAX: 02-2922-9207
e-mail: szuhan1977@gmail.com

一技草一點露·回看工程鴻爪路 (下)

沈景鵬／日勝生活科技股份有限公司總經理

(續上期)

國家需要「培元固本」的工程

在榮民工程處服務可經驗到許多重大工程案例，謹以「台北都會區鐵路地下工程」、「雪山隧道工程」及「台北 101 國際會議中心工程」等三件提出回顧。另上期(第 41 卷第 2 期)刊登本人著作中的船塢照片全係宇泰公司陳董事長吉紀提供，謹此敬告各位讀者。

台北都會區鐵路地下化計畫是台鐵地下化的一部分，北起五堵，南迄板橋站，全長約 30 公里，自民國 72 年開工至民國 100 年 8 月完工，共歷時 28 個年頭。民國 97 年 9 月 21 日清晨，汐止到台北段鐵路地下化工程軌道切換完成，馬總統及當時行政院長劉兆玄先生等到場，馬總統說：「在經濟不景氣之際，像台鐵這樣的工程極為重要，所謂擴大內需，正是需要這種『培元固本』的工程」。

這個在市區深開挖的工程，工期長、難度高，共分四期，其第一期「台北車站鐵路地下化工程」，從台北車站(包括車站改建)向北到延吉街，交由榮工議價施工，榮工為此特成立了專案施工處，以便累積經驗，由於經營績效良好，78 年完工後再接續承做第二期「松山專案工程」。國內第一座中山北路與忠孝東路口高架橋托底工程，就是榮工施工完成；另還設了製冰廠降低混凝土的水化溫度，以減免隧道襯砌裂縫而漏水。「台北市區鐵路地下化工程處」由董萍先生擔任處長，在甲、乙、丙三方三贏才是贏的正確理念下，負責認真依約依法積極任事，是我個人所經歷過最欽佩的業主之一。

此一國家重大建設計畫規劃有遠瞻性，以台北火

車站來說，78 年完工啟用時，已考慮到 10 年後高鐵及雙線捷運的月台，再加上沿途軌道地下化後市區交通之改善，的確是福國利民的國家重大工程建設。

其詳細內容請參閱去(2013)年 6 月份第四十卷第三期「土木水利」刊載之拙著「下一個『培元固本』的工程在哪？」一文。

另一個值得回顧的是雪山隧道工程，此一雙孔雙向四線的公路隧道工程，從台北縣坪林到宜蘭縣頭城，全程 12.9 公里，係世界第五，東南亞第一長的公路隧道。公路隧道通風、照明、逃生等設施必須具全，全線規劃除直徑 11.8 公尺之隧道兩條、直徑 4.8 公尺之導坑一條，深度分別為 500 公尺、250 公尺及 460 公尺之通風井 3 對，另加 8 座車行聯絡道及 28 座人行聯絡道，還有通風機房及通風中繼站 6 處，總共 51 條隧道群所組成。

這一個工程係北宜高速公路的一部分，分第五標導坑及第四標主坑工程，第五標導坑工程於 80 年 7 月開工，預訂 84 年 3 月完工，實際上展延至 93 年 7 月完工。第五標主坑工程於 82 年 7 月開工，原訂 88 年 9 月完工，結果延至 95 年 4 月完工，兩標工程金額總計約為 200 億元，至 95 年 6 月 16 日正式通車。

由於雪山隧道北口坪林為水源保護區，為免施工污水之污染，原計畫由南往北單向施工，其坡度為 1.25%，自北向南傾斜，兩端高差為 160 公尺，如以鑽炸法每日完成 45 公尺，進度計算需 20 年，另考慮如採傳統之鑽炸工法，中途需開施工橫坑以備出渣及通風，限於雪山地形及 8% 以上之陡坡為不可行，最後決定以全斷面 TBM(隧道鑽掘機)，單向由頭城向坪林施工，並利用 TBM 訂購之一年多時間，先以傳統之鑽炸工法進洞。

雪山隧道工程極艱困

全線隧道在規劃期間做過完整之地質調查，但是與實際碰到的還是有些差距，而原計畫先施作導坑，其地質資料回饋主坑，但導坑之開挖被惡劣地質拖延而不能完全達到預期回饋地質資料給主坑的目的，再加上由頭城段進去 1.8 公里內，碰到 5 條主斷層及 3 公里多硬度達一般混凝土 10 倍夾雜破碎帶含高壓水的四稜砂岩，再加未能預測到的剪裂及小斷層及有時高達 18 公斤的水壓力，水量曾經每秒瞬間出水 700 公升以上，造成 TBM 多次受困。而 86 年 12 月 15 日，主坑北上線出現最大湧水量，每秒 750 公升，並造成 7,000 立方公尺岩石的崩坍，使得耗資 10 億的北上線大型 TBM 損毀，這些不可預測的地質原因，使工期大幅延遲，以達違約停工的地步，另因為工期延遲，依約計價亦發生問題，而業主限於契約規定，誰敢冒圖利之嫌而核定合理展延工期，並正常計價？民國 88 年應該是依原約主坑通車的時候，雙方還僵持在契約條文中而無法自解，還好乙方是榮工，還有財力墊款咬著牙趕工，而正如前國工局局長鄭文隆先生事後描述的屬於雙方「信心崩潰谷底」

的時候，游錫堃院長於 91 年擔任行政院院長不久，蒞臨北宜巡視，經輔導會楊主任委員德智先生先與游院長溝通解說，非甲乙雙方不努力，而是地質因素及契約的約束，造成了很大的難關待克服，而輔導會督促榮工公司不惜成本完成此國家重大建設的決心，游院長是了解的。當游院長視察完後，在隧道南口記者會時，宣佈先給鄭局長及我三個月的觀察期改善工進，另說國工局屬交通部，榮工公司屬輔導會，都是國家的，一個是「左口袋」，一個是「右口袋」，要一起努力趕工。院長的裁示使得契約的結打開了，由於游院長的決斷及魄力，雪山隧道的施工恢復了生機，以完工為第一優先，TBM 與鑽炸法併用，不惜成本增加工作面，雪山的導坑原工期 1,350 天、延遲了 3,324 天，於 93 年 4 月完工，主坑原工期 2,250 天，延遲了 2,398 天，於 95 年 4 月完工，而最後雙方經過工程會的調處，榮工獲得 29.2 億的補償，再加上追加減結帳，整個契約完工金額約為 244 億元，與原金額 206 億相比增加 18%，如開國際標或半路國人對榮工失去信心重新招標國外廠商來做，原工程費加一倍也許還不夠。



91.3.3 行政院游前院長視察雪山隧道工程，榮民公司沈董事長（左三）及輔導會楊主任委員德智（右一）陪同解說。游院長的國庫左、右口袋的指示，解困了工程進度。

半夜督工、趕工

我個人從副處長時參與雪山隧道工程至完工先後16年，有始有終，發生很多困難，包括將施作 TBM 的法商，因違約將其解約，並至宜蘭法院繳納 10 億保證金，行使假扣押保全 TBM 機具零件，但法商仲裁不認輸，回法國提起告訴，我們每年派人到法國打了 11 年的官司等等。但最大的壓力來自於輿論，一個國家重大建設超過原訂契約工期的延遲，變成了國會及輿論抨擊的對象，外界不了解工程的困難，只認定議價做工程趕工不力，我是屬於神經比較大條的都有點受不了，有一天夜裡，輾轉反側睡不著覺，忽然想到一招，安然睡去，第二天到辦公室，囑咐同仁自那個週五開始，邀所有協力廠商負責人半夜 11 點在坪林端洞口集合進洞，每個工作面清點工作人員人數，回家已清晨三時左右，如此督工引起了業主及高層的注意，每週五進洞督工的長官越來越多，變成送宵夜慰問工作人員，媒體及上級長官亦因多次親臨現場，了解工程的困難及工程人員的辛勞。如此，各方壓力減緩，得使我們可專心一志的趕工。

宜蘭民間在國工局配合下也組成了督工協進會，常進洞了解，看到工程人員為當地的建設，在隧道惡劣的環境中賣力工作，產生了正面的影響，領隊的王董事長信豐先生是地方大老，為人謙虛有情義，成了好朋友，全線開挖貫通後，每年在礁溪球場出錢出力，舉辦雪山盃高爾夫球敘慰勞我們，去年第十年，我發起由我們主辦，邀他當貴賓，很多交通部、國工局、榮工及協力廠商的工程人員，都退休了還趕來參加，大家話當年，極為溫馨。

十三位工程師英靈·保護雪山隧道工程

當我們現在開車通過雪山隧道的時候，感覺到的是明亮的光線，乾淨的空氣，平整的柏油路面，但隧道施工時的工作環境是非常差的，腳下潮濕凹凸不平，雖有施工用通風，但鼻子裡聞到的是柴油廢氣及噴凝土加汗水混合成的一種屬於地下工程的特殊異味，照明因為四周背景昏暗而不明亮，各類施工機具工程車輛進出，加上鑽機入岩的噪音，有時要大聲喊叫才聽得到。另外，隧道內不受風雨颱風影響，因此，

理論上全年無休，趕起工來如三班制則全天無休，後幾年為了趕工，長官陪我們在工地吃年夜飯，第二天初一開工巡工地，用路人哪知築路人的辛苦？另外，還有很大的工安風險，15 年的施工期間「不幸有 13 位工作同仁殉職，每一公里的路程都有一位工程師英靈在保護我們，在北洞口特建了紀念碑，感念他們把生命都奉獻給了雪山隧道。

前文提到 86 年 12 月 15 日北上線發生大湧水及 7,000 立方公尺大石崩坍，將 TBM 砸毀的事件，發生之前刻，當時我們公司負責北宜工地的曾主任景琮先生（現任榮工公司副董事長），正率同工地主任及 80 位工程人員在內搶修之前的湧水及崩坍；同仁聽到有聲音，在隧道工作的最怕聽到怪音，當場決定棄守撤退，7,000 方的土石隨湧水而下，虧了警覺得早，不然會釀成不可收拾的大災難。

90 年 5 月 11 日，在主坑北上線 37 公里位置的災變就不是那麼幸運，在 11 日之前開挖面坍方，形成穩定的斜坡面土石堆，工程人員慢慢的一面採取措施穩定開挖面，一面清除崩坍的土石堆，但為了趕工而操之過急，由於清得太快造成崩坍面的不穩定，後面帶動了 1,000 餘立方公尺的抽坍，併同突發性湧水一瀉而下，洞中照明破壞，工作人員黑暗中轉身向後跑，榮工的兩位同仁運氣好，爬到右後方的水泥袋堆上，避過水及土方，我們的協力廠商福清公司的一位工地負責人向左後方跑，因無高出的避難所，而被土水淹死，第二天上午，我趕到現場，他的家屬跪在旁悲泣，我內心悲慟莫名，此情此景，至今印象深刻難忘。

敬畏·順服大自然法則

土木人要記住，專業再好，技術再高，也絕不要輕忽大自然力量的偉大，更要存著一份敬畏的心，要順服它的自然法則。土壤力學教給我們土壤的安息角、邊坡的穩定都是土木工程師及學者，依據過往失敗經驗的累積所整理出來的，也就是數字化的自然法則，大家一定要遵守，至於隧道突發性的湧水，目前則很難預知。

整座雪山地下水位相當高，雪山隧道像浸在山中地下水中的水泥管，到現在每天還有上千噸的水由隧

道下方的排水廊道排出。至於隧道襯砌的防水，鑽炸工法段靠最內層的防水膜，但防水膜在施放鋼筋或澆置混凝土時，會不會破損？雖有檢核但沒人敢百分之百保險；TBM 段則是用安裝的環片做襯砌，防水則靠環片上安裝的止水橡皮，隧道完工通車後，有些滲水現象，唯一的對策即是以不銹鋼槽片將滲水導排，不會影響安全，我記得當時的外界批評跟偷工減料扯上了關係，滿無奈的。不論如何，工程師就是要製造出安全的構造物服務大家，而業主或政府部門要以全生命週期的觀念，在施工後，必須定期檢查保養維護。建物後段的生命週期應合理編列預算執行，以加強安全的維護及建物的持久性，比興建期更重要。

聯合承攬 101 大樓工程

談起榮工與 101 大樓工程，我非常感謝中信集團所屬大有為公司當時的王振芳董事長，記得大概是 87 年我接了榮工董事長後，一天週末下午，與王董及幾位好友在美麗華球場打球，途中王董問了我一句，你們榮工有沒興趣承建超高大樓，我回答當然有興趣，只是沒經歷，他告訴我他們中信集團及其他集團合作籌建的「台北國際金融中心」（即現在的「台北 101 國

際會議中心」，正為建築本體到處甄選施工廠商，我即拜託他希望能夠參與，兩人還研究認為日本熊谷組有承建火車站新光 86 層大樓的業績，應滿合適的，就這樣一步步成形了。最後，日本熊谷組、台灣華熊公司、榮工公司及大有為公司組成聯合承攬團隊獲選承建，為榮工公司增添了難得的超高大樓工程業績。該工程於突破松山機場航高限制後，地面樓高 101 層，高度 508 公尺，總樓地板面積 37 萬餘平方公尺，鋼構重 10 萬 7 千噸，使用混凝土 204,000 餘方，工程於 88 年 6 月開工，94 年 3 月完工，當時經「世界最高建物協會」（CTBUH）認證為世界最高建築。（不過我們雪山隧道最深的通風豎井也有 500 公尺）。

至於國外工程，榮工業績很多，從早期的越南開始到中東、東南亞、美國、非洲等，開創了良好的國際品牌，可惜為了達成早日國營事業民營化的目標，不得全力兼顧而致中斷，希望已完成民營化的「榮工工程公司」能一步步踏出去重振雄風。

日本營造業在國際上非常活躍，對較落後的國家，完全是靠大商社挾其財力取得所謂的援外工程，而條件是營造的廠商是日本的，或與其他當地廠商 JV 方式合作，但機具、設備、材料必須用日本製的，仔細算一算他雖然援助你將工程建好，但是，他的施工廠商加上機具及設備



88.8.14 台北國際會議中心工程簽約典禮中，JV 成員榮民公司由沈董事長（前排左）代表簽約。

材料的採購，等於又回歸本國 60% 以上的金額。

援外工程・友誼長存

我們政府亦有援外工程的計畫，榮工配合政府推動實質外交，中非公路工程、南太平洋吐瓦魯旅館工程、所羅門醫院工程、幾內亞比索的道路、國會大廈及國宅工程，及哥斯大黎加大橋工程，這些援外工程是援助對方工程建設，絕非金錢援助，故榮工承建後向外交部結領工程款。

我個人曾去過所羅門、幾內亞比索及哥斯大黎加等國工地，不到那裏不知道我們外交、農耕隊及工程人員的辛苦，這些都是比較落後的地區，物質生活程度相當低。有一次我到幾內亞比索時，順便參訪該地農耕隊，他們居住在郊區，營區有眷屬像個大家庭，我到訪的那天早上，太太們正興高采烈在廚房忙，要我猜中午主菜是甚麼？最後才知道，昨晚一條大蟒蛇從屋頂掉下來，大家圍捕，今天吃蛇羹，還說託我的福大家加菜。農耕隊是經濟部主導的配合外交部推展外交，能解決糧食問題比做工程還有效果，台灣的農耕隊很有名氣，隊中有許多水利工程師。我到索羅門群島工地的時候，到機場接我的邵體健主任身體黃瘦

發汗，他告訴我已染瘧疾兩次，當地在二戰日本佔領時，是瘧疾防治研究區。哥斯大黎加則比較好。

民國 89 年有一天，我駐哥斯大黎加大使，前教育部毛高文部長邀見我，希望榮工能承接橋梁援外工程，我當即同意積極配合，最後以 2,700 多萬美金承接了田比斯基 (Tempisque) 大橋，等到瞭解計畫內容並到實地勘察後，我非常佩服毛大使的睿智，選了這麼一個好的，嘉惠當地人民的大橋做援外工程。

該橋位於哥國 (Guanacaste) 省，橫過 Nigoya 灣連接 San Jose 及 Nigoya 地區，原本是靠唯一的一艘老舊渡船接駁，到了聖誕節、新年，民眾回家徹夜排隊等船，2002 年 5 月，我陪輔導會楊主任委員德智參加貫通典禮，當地民眾曉得是台灣贈送的大橋，從心裡感激，乘坐的工程休旅車超速被警察攔下，我心想開罰單吧！我們同仁指一指前窗貼的大橋施工處標誌，交警馬上笑容滿面（看得出真是從心裡笑出來的），客氣擺手讓我們過去，記憶深刻。此橋完工前於西元 2001 年 7 月先命名為「台灣友誼大橋」(Puente De Da Amistad Taiwan)。

友誼大橋是中南美第一座斜張橋，橋長 780 公尺，橋面寬 13.3 公尺，於 89 年 7 月開工，92 年 3 月完工。



92.3 榮工公司在中南美哥斯大黎加完成的斜張橋—台灣友誼大橋完工通車

89年8月，陳總統訪問非洲及中南美，我被指定隨行，8月18日到哥斯大黎加訪問時，在總統府受到熱烈歡迎，這座橋的開工顯示了我們的實力。在回程時，陳總統在機上召見我面談，我除了將榮工現況加以說明外，我還報告橋的施工安排，由於哥國無結構鋼的生產，亦無打樁設備，除了混凝土砂石、柏油，人工用當地的之外，其餘包括全套管打樁機、水中圍堰鋼板樁、斜張橋的鋼構件等均從台灣運去，我估算70% 援外的錢又回到台灣來了，我說這種援外工程似可多推廣，他聽後感到滿意。

哥斯大黎加雖於民國96年6月與我國斷交，「台灣友誼大橋」的橋名現在有沒有更改不知道，但我相信當地受惠的居民世代都會記得我們“Taiwan”的。與毛大使雖相處不久，但他及夫人的豪爽、親切待客及學者型的外交官風範，令我懷念欽佩。

社團法人的學、協會活動

榮工處自嚴處長開始，即積極參與有關的學協會活動，對延伸的國際事務更積極支持，以中國工程師學會為例，嚴故處長、陳豫處長、曾元一處長及我均擔任過學會理事長。

我於92、93年間擔任中工會第63屆理事長，中工會對外參加的各項世界性活動，以「世界工程組織」(WFEO)活動較為重要，在早年，台灣對外關係急待開展時，由於WFEO與聯合國教科文組織(UNESCO)關係密切，而參加會員國眾多，我政府積極支持中工會參加，我們是「國家會員」(National member)，得享該會選舉權等一切權利，但年會費較高，且以美金繳納，當時國家外匯管制嚴格，經高層批示由中研院籌編預算，而由中工會領銜參加(至今均由中研院編列年會費補助中工會)，有一年在非洲開會，嚴處長及中鼎公司王國琦董事長等一齊參加，王董過馬路時被車撞倒情況危急，而當地醫療設備落後，嚴處長當場決定專機送歐洲醫院急救，平安復原。

90年9月11日(911事件當天)，我與其他代表到莫斯科參加年會，發現對我們國家會員的國名不用ROC，那時會場是排排坐的大會場，我們將名牌在椅背插深一點蓋住China，僅露出Taiwan，回國後由當時

中工會王理事長鍾渝先生函WFEO秘書處抗議，有此經驗，在92年10月13日在突尼斯開年會時，我就特別注意了。

那次我以中工會理事長身分會同中鼎公司嚴基棟兄、高公局拓建處黃中杰處長、工程會連振賢副處長四人參加，大會前先到秘書處看名牌是TAIWAN，還有小國旗，晚上香港代表邀我們與大陸代表餐敘，把酒言歡，還唱梅花哩。

力爭國家席次

第二天大會，我早到會場，會場是以長條桌圍成U字型，缺口處是主席團座位，會員席次按英文字母排列，走了一圈看不到TAIWAN及Hong Kong的席次，而這時會員陸續進場，口頭抗議已緩不濟急，我急中生智，跑到主席台前高喊“ We need justice. We don't have seats.”，眾皆觸目，我說昨天我還參加選舉理事長的活動，我們每年繳會費(我知道有些非洲國家常欠會費)，盡義務為何無席次，這時主辦國突尼西亞的秘書處人員過來給我說你們坐在China席，我馬上回絕“No, Taiwan is an independent entity.”，雙方堅持不下，我擋在主席台前，會也不能開，最後秘書處人員才拿出Taiwan的牌子與Tanzania國代表為鄰，我走過去站在桌前，其他3位站在桌後，我又問“Where is our national flag?” 秘書處人員說沒準備，我說“You are lying. I saw it yesterday.” 但是，那個人不理我走了，主席自始未發一言，宣布開會。我們4人站在那裏也不是辦法，正好簽到單傳來，我想簽字吧，既然簽名表示參加開會了，就這樣四個人入座參加開會。前一天當選的下任會長Dato Lee(李爵士)是馬來西亞華僑，他是馬國科學院院士，輪到他致詞時，他代表大會道歉，並表示上任前將訪問台灣，次年6月，我邀請Dato Lee夫婦來台訪問，結為朋友。

後來WFEO將我們改為Associate member，權利義務則不變，最近幾年互動良好，未再發生類似問題。

海洋事務缺主管部門

我們政府無海洋事務主管部門，80年，在行政院科技顧問組支持下，榮工與中油、各港務局、台大、

成大、海洋、中山、氣象局等籌組「海下技術協會」（現「海洋及水下技術協會」），成立後公推中油代表黃副總錦滢先生為理事長，不幸，一年後黃理事長過世，由於我在基、中兩港服務多年，與海洋領域關係密切，選我接任黃先生未完任期，並又連任了二屆理事長，到 86 年為止。

84 年協會接受教育部歷史博物館委託，展開國內首次「澎湖海域古沉船之發掘」工作，於 84 年 8 月至 10 月展開初勘，在大塭礁岩附近海床上發現疑似古沉船，命名為「將軍一號」，而於次年即 85 年進行試掘作業，我親自擔任計畫主持人，兩次分別動用了協會團體會員基隆水產試驗所的海富號及榮工處的「中工八號」作為作業母船。發掘到出水文物，合計包括青花瓷等 104 件，本來從事水下考古應有專門之水上及水下設備，經向國外詢價，動復員及作業費非教育部預算能力可支付。海下協會在我國無專用之打撈船機下，集合產官研學各界船機、物力、人力以最低成本，在史博館預算內完成，並編製了兩本成果報告，送交委託單位歷史博物館。

協助政府在我國海下考古開創了新紀元，不負科技顧問組當初支持成立協會的初衷。

退休後第二春 — 日勝生活科技股份有限公司

96 年 7 月退休後，到處遊山玩水，自由自在了半年後，日勝生公司林董事長榮顯先生找我，當時京站 BOT 工程正值高峰，希望我能來協助他加緊趕工，我想了想，兒女均不在身邊，夫妻兩人也別無其他生活顧慮就同意了，先當了一年林董事長的顧問，97 年底正式成為公司員工，而原任陳總經理離職後，就接下了他這份工作，一晃五年了。在公職時，常以公職立場思考私人企業的一些事情，而現在立場相反，仰望政府部門，倒也有些似值思考的看法。

日勝公司成立了 30 年，從一家小型營造廠開始，慢慢自小規模建設公司業務做起，辛苦累計了經驗與資本，捷運永春站的聯合開發做的很成功，而後於 90 年先標到美河市聯合開發案，再來就是標得 92 年間 SARS 肆虐，經濟低潮時，沒有人看好的台北轉運站 BOT 工程。我到公司時，美河市與市府的權益分配也

已談定，視為契約的一部分，而京站 BOT 案也已施工到了高峰。

我當時看到這兩個已經定案的大型投資案，很是吃了一驚，佈滿軌道建地狹長的美河市如何能轉變為生活科技的高級住宅區？原本亂糟糟的後車站，每天將進出三、四千輛大巴的場站與商業、居住區動線密切接合相輔相成如何可能？慢慢地我了解到，累計多年開發經驗的林董事長發揮他的「創意」，再結合了知名建築師的專業功夫，而使得機場廢地（當時我是這麼戲稱的）及大巴後車站落後地區反轉了。機場廢地反轉成高價值的社區，帶動了新店區的繁榮；而在京站，五鐵相會的人潮也能妥善安排在 All in one 生活機能健全的連棟大樓裡，帶動了後站商機。多少失敗經驗的累計，才成就了這個整體規劃的創意，這是無價的智慧財產，這也正是政府推動捷運「上蓋」聯合開發及 BOT 案，向民間取經的目的。同時這也正是國外所謂的 PFI，國內所謂的促參法追求的用以回饋大眾的 Value for Money (VfM)。

最近有關這兩個案的報導及社會輿論頗多，只是從我上述淺見審視問題的卻不多，我認為今後對投資者所創意的無形價值，亦應盡量量化，納入雙方衡量貢獻的架構中，也許更可激勵了民間投資公共工程的意願。

歷史擔子·掛在肩膀上

一、回顧過去近 50 年的職場生涯，最辛苦的期間是擔任榮民工程公司董事長的 9 年，從我撰寫的「榮民工程事業 50 年」專輯序文裡，可以了解到，榮工 50 年的招牌要維持，是非常沉重的歷史擔子。業務要轉型、人員要裁減、工程來源也要穩定，而以前依賴議價的規定修訂了，86 年以後全部改採公開競標取得工程，除了單獨投標外，還必須用不同的策略與國內外同業合作，以增加參與公共工程競標，有時還要冒財務風險承接私人企業的工程，這些作為就私人企業來看，似乎是沒甚麼特別的，但是榮民公司是屬於輔導會的國營事業，每年還要定期將自給自足的預算，編送立法院審查，院會的決議均要遵守，再加上身為公務

人員及制度上的限制，做起來難度就高了，只有每天兢兢業業以赴。

感謝同仁們「榮工精神」的配合，重要的「專案裁減」政策，藉著誠意的溝通，透明無私的執行，裁減了數千人，而終未引起上街頭、上媒體的抗爭。

96年，終於奉准退休，7月27日是最後一天上班，那一天在依依不捨的離情中，同仁們列隊歡送我離開工作了25年的松江路志清大樓。產業工會送了我一個鑲玫瑰石匾，上書「如釋重負」，至今掛在書房裡，常常抬頭看看，感謝用心良苦的工會好夥伴，似乎藉此表達他們的認同：我多少為這個單位擔過重負。

二、五十年來，歷經不少國家重大經建工程的開工與完工，每一個完工都會為國家的經濟發展加分。我懷念十大建設時，政府面對中日斷交、中美斷交及第一次世界能源危機，油價一夕間加倍漲價時，執政者團隊表現的決心與凝結全民共識的積極作為。在那個時代，外在環境再惡劣，大眾咬緊牙關節衣縮食，但國家建設則一定照原計畫進行。我記得台中港開工之前，中日斷交，日貸停止了，但我們從基高兩港進口貨物的港工捐附加了千分之2.5來挹注，由省府財政廳管制專款專用，另發行建設公債做為調度，終於自給自足成就了台中港建設。至於重大計劃之採購，編列預算分台幣與美金兩部分，外匯管制由中央統一操作分配。公務員待遇微薄，我父親一輩子公務員退休了，退休金不到30萬，孩子的教育尚未完成，這也是為什麼政府實施公務員優退的來由。唸大學時，大食堂伙食經常一杓炒包心菜加一條魚或一片五花肉，而湯則是「洗鍋水」，撈半天撈不到幾片菜葉，我的境遇還算是不錯的中等家庭；豬油拌飯不就是那時代的產物？就這樣經建計劃一個個完成了，帶來的經濟成長、外匯存底的增加與國家競爭力的成長，舒緩了外界經濟危機。我們的國家在那種惡劣的外在環境中，躍進了亞洲四小龍，81年，榮工安排我到哈佛進修高級管理班，教材裡面有台灣成為亞洲四小龍的事蹟。

如今人民富足了，富二代越來越多了，但我們台灣卻已排除在四小龍之外，能不警惕？

高速公路是特權人使用？

三、任何利國利民的執政大作為的效益，要從長期衡量，執政的政治家常要等到「蓋棺」才被認定，而在現實裡卻被批鬥，古今中外都是如此。

以十大建設為例，記得如今被國人認為對國家經濟發展貢獻最大的高速公路，好像是民國61年左右先完成了台中、中壢段，路面平整舒適，但管理上可不能許可老爺車、拼裝車、機車都上高速公路「享受」，致遭批評如排山倒海而來，我記得非常清楚報紙首版大字標題的意思是「高速公路是特權人使用的」等等，那時候國人出國旅遊，經歷過高速公路的不多，才有這種「媒體事件」發生，如按「媒體治國」那就開放吧，大小車一起上去享受風馳電掣一番，但有關管理單位有所堅持不為所動，政府高層全力支持，以加強宣傳教育人民，幾年過去了，經濟起飛了，私家車普遍了，出國見識歐、美、日高速公路的也多了，批評的雜音沒有了，但高公局胡美瑛局長也大概只能落到「蓋棺論定」的命運了。

捷運輝煌建設·曾遭嚴厲抨擊

再以台北捷運為例，榮工處齊副處長寶錚先生於民國75年7月8日，嚴孝章處長在過世前一個月，在處務會報中宣布，奉行政院派為台北市政府捷運工程局籌備處處長。他個性求好心切，對事對部屬都要求嚴格，他考察了世界各地的地鐵，配合台北市未來的發展，才有了今天國人引以為傲的捷運輝煌建設，但成本也相對提高，當時社會及媒體為此曾嚴厲抨擊，由於齊先生、台北市政府及中央一致堅持按計畫執行，不為所動，才有了全球知名的台北捷運系統。但現在稱讚台北捷運的種種好處時，又有多少人記得齊先生當年的辛苦堅持？

100年，隧道協會理事長前台北市捷運局局長常岐德先生主持理監事會時，決議主編「隧道工程人

物誌」並推我主持，籌編首輯時，我即將齊先生列入對隧道工程卓越貢獻的十位工程人物之一，可惜齊先生已經過世，我們蒐集他與台北捷運興建初期有關的資料，包括與居民溝通的紀錄片納入編輯，以表示工程界對他的敬意。

雪山隧道在施工團隊信心谷底的時候，當時游院長以國庫左、右口袋的原則指示，改觀了施工團隊的士氣，使得這一世界級難度的工程，得以於解開契約困難死結後順利完工，節省了難以估算的高價社會成本，對游院長的決斷魄力表示欽佩。類似的實例不勝枚舉，都是當初這些有堅持的領導人，完成了馬總統所說的「培元固本」的國家經濟建設。

四、依法依約行事是很重要的，以雪山隧道為例，當時游院長比喻的國工局與榮民公司的左、右口袋可不是隨意違法互通的，而是依據國工局契約所引用的 FIDIC 條款，即風險分擔的精神，由雙方同意依政府採購法向採購申訴審議委員會申請調

處，而獲得合理的解決。從這件實例中建議工程契約的訂定要審慎周密，多參考國際上的合理慣例，給予雙方遭到困難時解套的機制。

五、援外工程應是值得做的，如能慎選像哥國大橋模式的福國利民工程，由我方主導施工，除預算大部分回流外，更可協助我們營造業國際化，實是一舉兩得的事。

六、回顧個人近半世紀的工程生涯，談不上有甚麼驚人的特殊貢獻，只是工程建設中的一個小兵，雪泥鴻爪五十年，雪泥鴻爪五十年，拉拉雜雜寫了不少。

執政者要能力抗「民粹」

最後，謹以我最近常喜歡引用的明代政治家張居正所說的：「天下之事，慮之貴詳，行之貴力，謀在於眾，斷在於獨」及孟子公孫丑篇：「自反而不縮，雖褐寬博，吾不揣焉？自反而縮，雖千萬人，吾往矣！」兩段話提供給當今有為的政府主事長官，在面臨決策訂定或面臨強烈政治「民粹」時，或可作為應對的參考。

土木水利雙月刊

向您邀稿

本刊出版有關土木水利工程之報導及論文，以知識性、報導性、及聯誼性為主要取向，為一綜合性刊物，內容分工程論著、技術報導、工程講座、特介、工程新知報導及其他各類報導性文章及專欄，歡迎賜稿，來稿請 email: ciche@ciche.org.tw 及寄台北市仁愛路二段 1 號 4 樓（郵遞區號 100），中國土木水利工程學會編輯出版委員會會刊編輯小組收，刊登後將贈送每位作者一本雜誌，不再另致稿酬；歡迎以英文撰寫之國內外工程報導之文章，相關注意事項如後：

- 工程新知及技術報導，行文宜簡潔。
- 技術研究為工程實務之研究心得，工程講座為對某一問題廣泛而深入之論述與探討。工程報導為新知介紹及國內外工程之報導。
- 本刊並歡迎對已刊登文章之討論及來函。
- 工程論著及技術研究類文章，由本刊委請專家 1 ~ 2 人審查，來文請寄原稿，請以電腦撰寫並寄行政服務電子郵件信箱或附磁片。
- 文章應力求精簡，並附圖表照片，所有圖表及照片務求清晰，且應附簡短說明，並均請註明製圖者及攝影者，請勿任意由網站下載圖片，以釐清版權問題。

鋼筋混凝土技術新發展 專輯

專輯客座主編 王炤烈／台灣世曦工程顧問股份有限公司總工程師

混凝土可說是工程界之一項古老材料，但由於它的經濟、耐用與可塑性高等特性，使得混凝土至今仍為工程中最基本、應用最廣的材料，幾乎各種工程都少不了它，混凝土可說是現今土木水利工程中最不可或缺的材料。

但混凝土材料雖然古老，惟應用至今，混凝土技術仍不斷出陳佈新，不論在研究、發展與應用等項技術都源源不斷開發與進步，例如：在研究上，相關規範不停研究，不斷提出更合理、更方便的設計與施工規定；在使用上，它更加強結合鋼筋、鋼腱、各種新發展鋼料，使能更廣泛、更合適應用在各種工程；在施工方面，自充填與高性能混凝土已逐漸突破傳統施工束縛；在成熟度方面：由於多方努力解決可能之缺失，使得混凝土之使用更獲得保障。也由於混凝土工程技術之不斷創新與研究，使得近年工程建設能更快速發展，品質不斷提昇。

本期混凝土技術新發展之專輯，將著重最近規範之研究、新技術之開發、工程應用與發展等項課題。其中，在材料劣化研究方面，將有兩篇文章，分別探討老劣化混凝土與腐蝕鋼筋對混凝土結構之影響；另外在規範部分，亦有兩篇文章，將分別介紹美國最新



ACI 規範對耐震圍束箍筋之變革，以及配合我國耐震需求與規範發展之混凝土建築中配筋細節的探討；在新材料發展部分，將有一篇專文，探討擴頭鋼筋應用在鋼筋最壅塞之梁柱接頭內的設計問題；在施工技術部分，亦將有兩篇實例文章，分別介紹自充填混凝土在最近幾座大型橋梁工程之應用技術，以及如何降低鋼骨斷面內之混凝土灌漿氣孔，以提升鋼骨鋼筋混凝土柱強度之研究。

期盼本專輯能提供讀者對混凝土工程與應用有更深入瞭解，及對混凝土技術之提昇與交流能有幫助。



混凝土老劣化對 鋼筋混凝土橋梁耐震性能之影響

宋裕祺／國立台北科技大學土木工程系教授、國家地震工程研究中心組長

蘇進國／台灣世曦工程顧問股份有限公司正工程師

許家銓／國家地震工程研究中心助理研究員

賴明俊／國家地震工程研究中心助理研究員

陳俊仲／國家地震工程研究中心副研究員

洪曉慧／國家地震工程研究中心副研究員

鋼筋混凝土 (Reinforced concrete, RC) 為工程中常見之材料，應用相當廣泛，諸如住宅、道路、橋梁、隧道、港灣、碼頭、水庫及核能電廠等工程，皆不難見到 RC 材料的應用。然而，傳統的結構設計多偏

重工程材料的力學特性，卻疏忽所處環境對結構物耐久性之影響，台灣地區屬亞熱帶海島型氣候，終年潮濕，尤其在部份人口密集的都會地區或工業區，汽機車排放超量的二氧化碳，更易加速混凝土老劣化的形



建立橋梁易損性曲線之時變特性，供最佳化管理參考。

成，造成混凝土保護層剝落、鋼筋銹脹腐壞等負面影響，更進一步喪失結構的使用機能與安全性。

目前國內外相關研究機構對於混凝土老劣化議題探討甚多，但大部份都是針對材料部份進行分析與討論，混凝土老劣化對整體結構安全之影響情況及後續補強維護策略的探討相對較為缺乏。因此，本文將以過去學者在混凝土中性化及鹽害的相關研究成果作為基礎，並進一步探討此兩種劣化因子對鋼筋混凝土構件的力學行為變化，最後，以一實際鋼筋混凝土橋梁為例，逐年分析材料受中性化或鹽害後時變效應下之橋墩塑性鉸性質，並藉由非線性靜態側推分析與改良式容量震譜法，分別獲得橋梁結構容量曲線—時間與各種不同損壞等級對應之地表加速度—時間之關係，進而建立橋梁易損性曲線之時變特性。據此，橋梁各種不同損壞程度之機率時變關係及其對應之耐震維修或補強等生命週期成本最佳化分析即可完成，所得成果可供為橋梁最佳化管理決策制定之參考。

混凝土中性化深度的預測模式

混凝土中性化主要是環境中的 CO_2 侵入擴散到混凝土內部，並與混凝土中的可碳化物質發生化學反應的過程。根據 Fick 第一擴散定律之假設條件：(1) 混凝土中 CO_2 濃度呈穩態狀況且為直線分佈；(2) 混凝土表面 CO_2 濃度為定值，未中性化區域 CO_2 濃度為零；(3) 單位體積混凝土中性化所需吸收 CO_2 濃度的量為定值；(4) 中性化開始時間為混凝土結構物完工時間。混凝土碳化深度可表示為中性化速度係數 K 與時間 t (年) 之關係如下式：



圖 1 橋梁樣本工址分佈

$$D_c = K\sqrt{t} \quad (1)$$

其中，中性化速度係數 K 值跟環境因素具有高相關性，不同地區 K 值差異甚大，為求得符合台灣現地之中性化速度係數，本研究根據國內二十二座鋼筋混凝土橋梁之中性化檢測資料 (圖 1)，採用非線性迴歸分析方法，求得各橋梁中性化速度係數之平均值與標準偏差可以綜合彙整如下式，預測模式與實測值之關係如圖 2 所示 [1]。

$$K_\mu = 3.97(\text{mm/year}^{0.5}) \quad (2)$$

$$\sigma_\mu = 1.31(\text{mm/year}^{0.5}) \quad (3)$$

中性化混凝土中的鋼筋銹蝕量估計

鋼筋瞬間銹蝕速率的量測

一般而言，混凝土中性化過程可依據鋼筋銹蝕發展進程區分為潛伏期、進展期、加速期及劣化期等四大階段 (如圖 3) [2]。依據所蒐集之橋梁檢測資料，採用非線性迴歸法可得到進展期之鋼筋銹蝕速率預測模式如下：

$$R_{corr}^{prop}(t) = 1.022 \times 10^{-3} \exp^{0.04 \times Temp} \left(\frac{RH - 45}{100} \right)^2 c^{-1.36} t^{1.83} \quad (\text{mm/yr}) \quad (4)$$

其中， t (yr) 為橋梁之使用年期、 RH (%) 為年平均溼度、 c (mm) 為保護層厚度、 $Temp$ (°C) 為年平均溫度。加速期之銹蝕速率，參照牛荻濤 [2] 結合電化學原

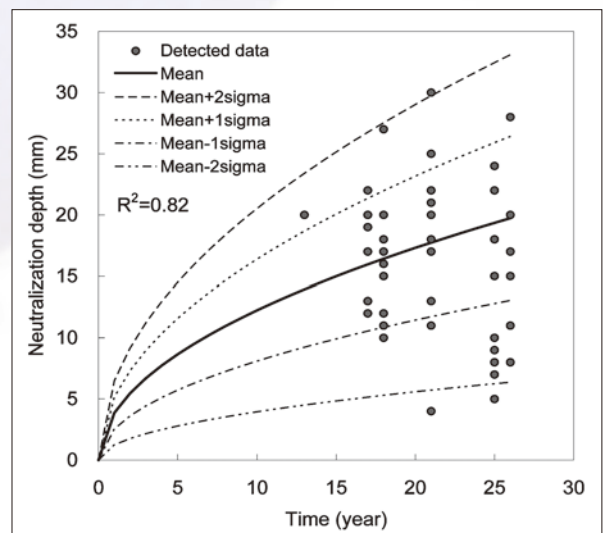


圖 2 中性化深度預測模式與實測值之比較

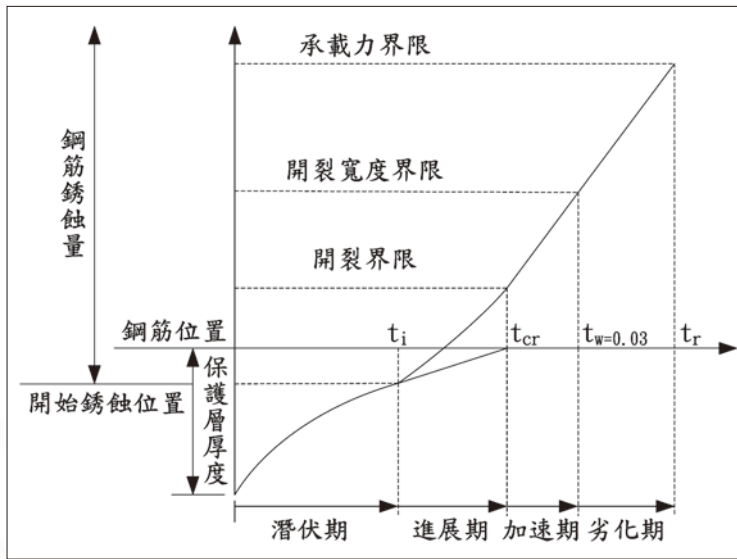


圖 3 混凝土中性化過程示意圖

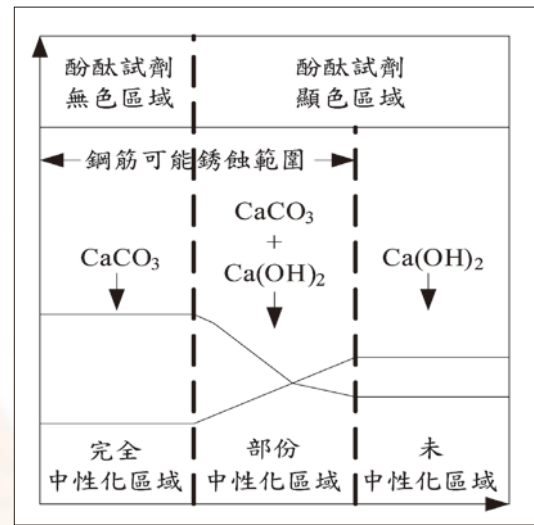


圖 4 部分中性化區域示意圖

理與實際工程銹蝕速度分析結果，加速期之鋼筋銹蝕速率 $R_{corr}^{ace}(t)$ 可取為進展期者之 2.5 倍，即 $R_{corr}^{ace}(t) = 2.5 R_{corr}^{prop}(t)$ ；劣化期之速率則假設為與加速期相同， $R_{corr}^{dete}(t) = R_{corr}^{ace}(t)$ 。進展期與加速期之分界點，定義為混凝土因鋼筋銹蝕引致體積膨脹造成混凝土保護層發生開裂之時間 t_{cr} 。根據工研院材料銹蝕電流密度評估表 [3] 以及按 Faraday 定律計算之鋼筋瞬時銹蝕速度，可估算出混凝土保護層開裂時之鋼筋銹蝕速率約為 $R_{corr}^{crack} = 5.805 \times 10^{-3}(\text{mm/yr})$ [1]。因此，將 $R_{corr}^{prop}(t)$ 與 R_{corr}^{crack} 聯立求解即可獲致 t_{cr} 。

混凝土中性化殘量與鋼筋開始銹蝕時間之推算

混凝土中鋼筋開始銹蝕時間常被定義為中性化深度到達鋼筋表面所需時間，然而，鋼筋銹蝕實際上是取決於鋼筋周圍混凝土的 pH 值。大量工程調查和試驗結果顯示，酚酞試劑只能測出混凝土完全中性化區的長度及其界限，而不能測出碳化的程度。

日本學者岸谷孝一提出了「中性化殘量」的概念 [4]，定義中性化殘量為在鋼筋開始銹蝕時，用酚酞試劑測得的中性化前緣至鋼筋表面的距離（如圖 4）。一旦中性化殘量的計算模式建構完成後，即可推求鋼筋開始銹蝕條件。宋裕祺與王傳輝 [1] 簡化徐善華等 [5] 建議之數學模式，依據所蒐集之橋梁檢測資料，經由非線性迴歸得到的中性化殘量經驗公式如下：

$$D_0 = 5.9063(-RH^2 + 1.5RH - 0.45)(c - 5)(\ln f'_c - 2.3) \quad (5)$$

式中， D_0 為中性化殘量 (mm)、 RH 為環境年平均濕度 (%)、 c 為混凝土保護層厚度 (mm)、當 $c > 50$ mm 時，取 $c = 50$ mm； f'_c 為混凝土抗壓強度 (MPa)。

根據一般大氣環境鋼筋開始銹蝕的條件，可以得到鋼筋開始銹蝕時間 t_i 如下：

$$t_i = \left(\frac{c - D_0}{K_{measured}} \right)^2 \quad (6)$$

若中性化係數無實測結果，可選用式 (2) 和 (3)，再將式 (5) 同代入上式，即可計算得 t_i 。

鹽害造成的鋼筋銹蝕量估計

根據國家地震工程研究中的研究報告 [6]，鋼筋受到鹽害後的銹蝕情況可分成四個階段（圖 5），分別為潛伏期、進展期、加速度期、及加速度後期。由圖 5 可知，潛伏期與進展期之時間分界為 t_{corr} ，當構件使用時間超過 t_{corr} ，鋼筋即開始產生銹蝕，當使用時間超過 t_{crack} ，則鋼筋銹蝕情況發展至加速度後期，此時鋼筋銹蝕量會有明顯加劇現象，而造成構件強度的不足。茲將各階段之鋼筋銹蝕量計算步驟整理如下：

步驟一、計算鋼筋開始銹蝕時間

根據 Fick's 第二擴散定理可知，在距離混凝土表面 x 處，時間 t 時之氯鹽量可由下式計算 [7]：

$$C(x, t) = C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_2 t}} \right) \right) \quad (7)$$

$$\log D_2 = -6.77(w/c)^2 + 10.1(w/c) - 3.14 \quad (8)$$

其中， C_0 為混凝土表面附著氯鹽量可參考 NCREE-12-018 [6] 研究成果，依據飛來鹽量計算求得；氯離子擴散係數 D_2 則可透過混凝土水灰比進行計算如式 (8)。參考 CNS 規定，當鋼銹蝕進入進展期時，其鋼筋表面氯鹽量為 0.3，即 C (鋼筋表面, t_{corr}) = 0.3，依據上述已知條件，代入式 (7) 及式 (8)，即可求得鋼筋開始銹蝕時間 t_{corr} 。

步驟二、計算進展期至加速度期之鋼筋銹蝕重量減少率

在鋼筋銹蝕情況進入進展期與加速度期時，其平均每年鋼筋銹蝕之重量減少率 $V_{corr}(t)$ (%/year) 可表示如下式 [7]：

$$V_{corr}(t) = \left(\frac{1}{c} \right)^{0.5} \times (0.578 \times Cl(t) + 0.023(w/c) - 1.52) \quad (9)$$

其中， c 為保護層厚度 (mm)、 Cl 為鋼筋表面之氯鹽量 (kg/m³)、 w/c 為混凝土水灰比 (%)。

步驟三、計算加速度期與加速度後期之交界時間 t_{crack}

當混凝土保護層開始開裂時 (t_{crack})，平均每年鋼筋銹蝕之重量減少率 $V_{corr}(t) = V_{cr} = 3.28\%$ [7]，如此可將此數據代入式 (9) 即可求得對應之 t_{crack} 。

步驟四、計算加速度後期之鋼筋銹蝕重量減少率

當鋼筋銹蝕情況進入加速度後期時，混凝土開始產生剝離，其鋼筋銹蝕重量減少率會有加劇的現象，本文參考邱建國教授 [7] 依據台灣本土氣候條件所迴歸之裸鋼銹蝕速率公式作為此階段之鋼筋銹蝕速率 V_{crack} (mm/year) 之計算，如式 (10) 所示。

$$V_{crack} = \begin{cases} e^{-0.0809T} \times (RH - 0.45)^{0.2288} \times d^{-0.0374}, & \text{for northern Taiwan} \\ e^{-0.0513T} \times (RH - 0.45)^{0.938} \times d^{-0.0522}, & \text{for middle Taiwan} \\ e^{-0.0169T} \times (RH - 0.45)^{1.765} \times d^{-0.0601}, & \text{for southern Taiwan} \\ e^{-0.0934T} \times (RH - 0.45)^{0.28} \times d^{-0.0875}, & \text{for eastern Taiwan} \end{cases} \quad (10)$$

其中， RH 為平均相對濕度 (%), d 為海岸線距離 (km)、 T 為平均溫度 (°C)。

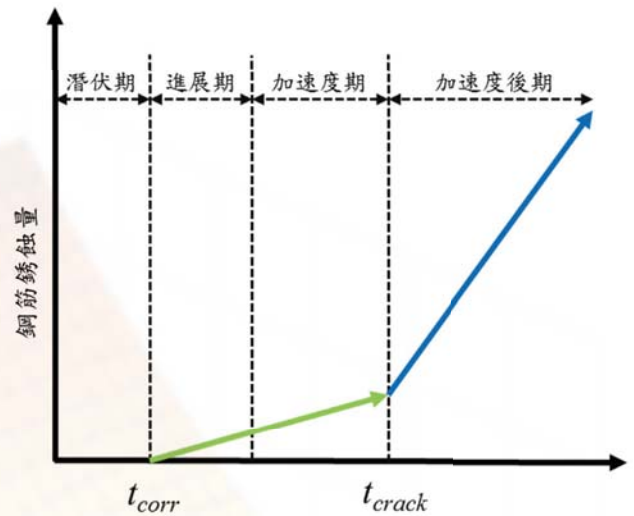


圖 5 鹽害造成鋼筋銹蝕階段示意圖

混凝土中性化及鹽害對鋼筋混凝土構材力學之影響

中性化對混凝土之強度與有效斷面變化

相關研究顯示，混凝土中性化後，混凝土有呈現更為緻密的現象，因此有些學者認為混凝土抗壓強度會有增加的趨勢，然有些學者則認為中性化會使混凝土材質變差，抗壓強度恐因而降減 [8]。本文假設中性化混凝土之抗壓強度與未中性化前相同，不考量其增減效應，惟其中性化區域不列入混凝土有效斷面積範圍內，其計算方式如下 (圖 6)：

$$\begin{cases} B_e(t) = B - 2 \times D_c(t) & , t \geq t_{cr} \text{ and } D_c(t) \geq c \\ H_e(t) = H - 2 \times D_c(t) & , t \geq t_{cr} \text{ and } D_c(t) \geq c \end{cases} \quad (11)$$

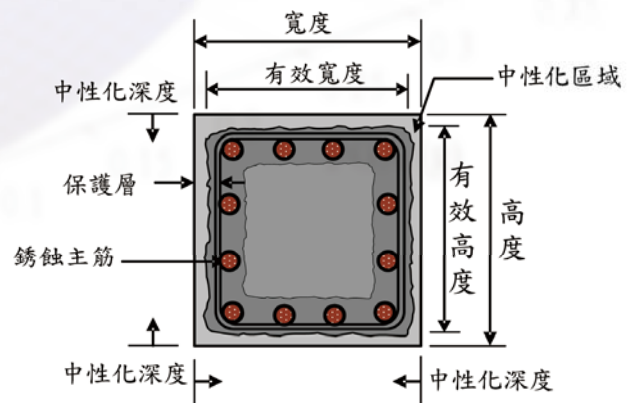


圖 6 混凝土保護層開裂後有效斷面

式中， $B_c(t)$ 為混凝土斷面有效寬度 (mm)， $H_c(t)$ 為混凝土斷面有效深度 (mm)， B 與 H 分別為混凝土未劣化前之斷面寬度 (mm) 與深度 (mm)， $D_c(t)$ 為中性化深度 (mm)， c 為混凝土保護層厚度 (mm)。

銹蝕鋼筋之降伏強度

鋼筋銹蝕不僅造成鋼筋斷面積損失，還會直接影響結構物的力學性能。假設鋼筋混凝土產生中性化或受鹽害侵蝕而導致鋼筋之銹蝕為一均勻分佈，此時，鋼筋失重率與鋼筋的斷面積損失率近乎等同，而且鋼筋極限拉應力的降低量與鋼筋的斷面積損失率大約呈現正比關係。因此，本文採用牛荻濤 [2] 之建議公式如下：

$$\eta(t) = \left[1 - \frac{A_{s, \text{left}}(t)}{A_{s, \text{total}}} \right] \times 100\% \quad (12)$$

$$f_{y, \text{corr}}(t) = [1 - 1.077\eta(t)]f_y, t \geq t_i \quad (13)$$

式中， $f_{y, \text{corr}}(t)$ 為銹蝕鋼筋之降伏強度 (MPa 或 kg/cm²)， f_y 為鋼筋之初始降伏強度 (MPa 或 kg/cm²)， $\eta(t)$ 為銹蝕鋼筋之斷面積損失率 (%)； $A_{s, \text{total}}(t)$ 與 $A_{s, \text{left}}$ 分別為鋼筋銹蝕前、後之斷面積 (mm²)， t_i 為鋼筋開始銹蝕之時間 (yr)。

橋梁易損性曲線時變特性之建立

藉由非線性靜力推覆分析與改良式容量震譜法，結構物之耐震能力可以圖 7 所示之最大地表加速度 (PGA) 與結構位移之雙線性關係表示之 [9]。

本文採用以下四種結構性能等級作為地震損壞評估之依據：(1) 結構性能一 (PO_1)：當結構物之位移達到降伏位移之 80% 時。(2) 結構性能二 (PO_2)：當結構物之位移達到降伏位移時。(3) 結構性能三 (PO_3)：當結構物之位移達到韌性容量之 2/3 時。(4) 結構性能四 (PO_4)：當結構物之位移達到韌性容量時。

假定易損性關係遵循常態分佈，則當地震損壞等於或大於結構性能 i (PO_i) 之累積機率可表為：

$$P_i(\geq PO_i) = \Phi \left(\frac{X - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \right) \quad (14)$$

其中 Φ 為標準常態累積分佈函數 (standard normal cumulative distribution function)； μ_{X_i} 與 σ_{X_i} 分別為第 i 個損壞等級 R_i (以 X 表為 PGA 之變數) 之平均值與標準偏差。因此，如圖 8 所示之五種損壞等級：(1) 無損壞 R_1 ；(2) 輕微損壞 R_2 ；(3) 中度損壞 R_3 ；(4) 嚴重損壞 R_4 與 (5) 完全損壞 R_5 所對應之發生機率 $P_r(R_i)$ 可表示為：

$$\begin{aligned} P_r(R_1) &= 1 - P_1 \\ P_r(R_i) &= P_{i-1} - P_i, i = 2 \sim 4 \\ P_r(R_5) &= P_4 \end{aligned} \quad (15)$$

依據式 (15) 即可建立各時間點之橋梁易損性曲線，其時變特性便可因此據以掌握。若各損壞等級所需之橋梁耐震維修或補強直接費用以 $COST_{R_i}(t)$ ($i = 1 \sim 5$) 表示之，則在某一特定之地震需求 (以對應之 PGA 表示) 下，整體橋梁耐震維修或補強之直接費用可以下式表示：

$$TOTAL_DIRECT_COST(t) = \sum_{i=1}^5 COST_{R_i}(t) \times P_r(R_i) \quad (16)$$

當損壞程度達到完全損壞 R_5 時，其所需耐震維修或補強之經費 $COST_{R_5}(t)$ 即為橋梁重新建造之費用。本文參酌李剛和程耿東等人研究結果 [10]，假設各種不同損壞程度所需耐震維修或補強之經費關係如表 1 所示，據此，即可依據各不同時期之 $COST_{R_5}(t)$ 求得各種不同損壞程度所需耐震維修或補強之經費。至於 $COST_{R_5}(t)$ 則以完工階段的費用再逐年依複利計算如下 [11]：

$$COST_{R_5}(t) = COST_{R_5}(t=0) \times (1+r)^t \quad (17)$$

式中 r 為利率，可依實際銀行利率計算，本案例取為常值 1.7%。

表 1 不同損壞程度所需維修補強經費與橋梁新建費用之百分比

不同損壞程度所需維修補強之經費	COST _{R₁} (t)	COST _{R₂} (t)	COST _{R₃} (t)	COST _{R₄} (t)	COST _{R₅} (t)
橋梁新建費用之百分比	0%	2%	10%	70%	100%

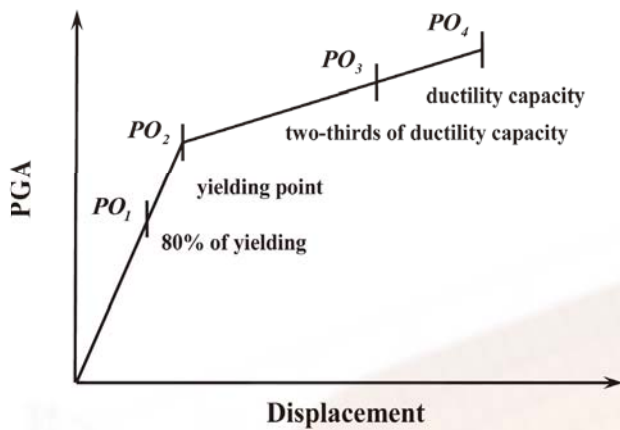


圖 7 結構物之耐震能力

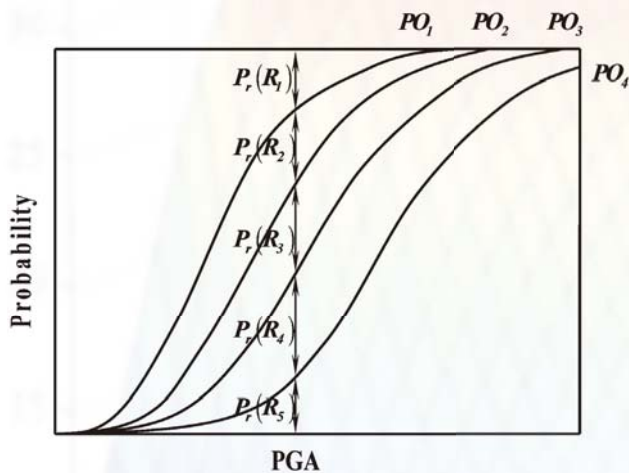


圖 8 橋梁易損性曲線

案例分析與探討

橋梁結構基本資料

本研究根據交通部公路總局（前台灣省政府交通處公路局）之橋梁工程標準圖 [12]，選擇一簡支型式橋梁作為案例分析。橋梁跨度 40 m、橋面淨寬 12 m；橋面版厚度 20 cm，上鋪 5 cm 瀝青混凝土。橋墩直徑 2.2 m，高度（含帽梁）10 公尺，採用 72 根 10 號主筋（72-D32）、5 號箍筋間距 10 cm（D16@10 cm），保護層 6 cm。混凝土抗壓強度為 27.47 MPa（280 kg/cm²）、主筋與箍筋強度分別為 412 MPa（4200 kg/cm²）與 274.7 MPa（2800 kg/cm²）。上部結構為簡支型式之預力 I 型梁；下部結構為單柱式橋墩，並假設於柱底固接。上部結構自重 8545.6 kN（872 tonf），外加靜載重 9.8 kN/m（1 tonf/m）。橋梁分析模型如圖 9 所示，支承配置一側為鉸支承（左端），另一側為滾支承。

本文假設橋梁使用壽命為 60 年、橋址位置之年平均溫度為 23.2°C、相對濕度為 79.7% 及擴散係數 D_2 為 3.04 cm²/year，根據前述之方法分別計算橋柱混凝土中性化後造成鋼筋開始銹蝕時間 $t_i = 28.95$ (year)，混凝土開始剝落時間 $t_{cr} = 47.96$ (year)；另外，也可根據第四節計算鹽害造成鋼筋開始銹蝕時間 $t_{corr} = 129$ (year)，由結果可知，此案例橋梁劣化原因以混凝土中性化為主。

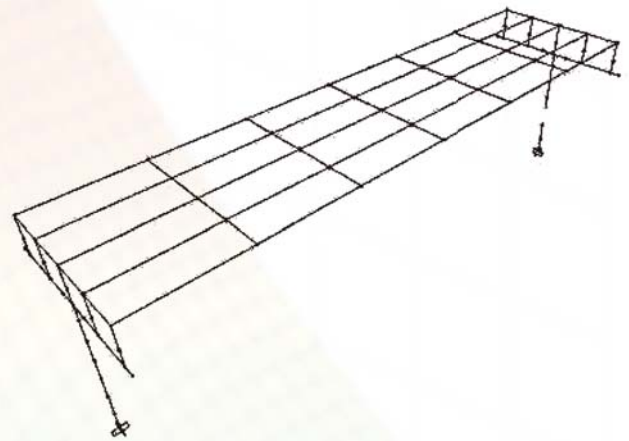


圖 9 橋梁分析模型

橋梁耐震能力時變曲線及各性能等級損壞機率之建立

因此案例之劣化主要受混凝土中性化控制，因此，根據前述中性化理論，計算橋柱受混凝土中性後之鋼筋面積與時間變化曲線圖 10 所示，並不同時間點所造成鋼筋及混凝土斷面折損之結果與鋼筋強度折減之結果輸入 SERCB 程式 [13] 建立不同時間點之橋柱彎矩塑鉸性質，並將塑性鉸設定至 SAP2000 結構分析軟體中進行非線性靜力側推分析，求得不同時間點之容量曲線，並建立結構容量-時間之關係圖（圖 11），由分析結果可知，在第 0 年至第 30 年間中性化過程緩慢增加，鋼筋銹蝕現象並不明顯，當隨時間增長，橋柱所能抵抗之基底剪力亦隨之下降，尤其在 40 年後下降幅度更為明顯。

接著，可進一步根據各種結構性能 $PO_i, i = 1 \sim 4$ 建立所對應之最大地表加速度與時間關係圖（圖 12）。圖中清楚顯示各種結構性能對應之最大地表加速度隨時間增加而呈現衰退之特性。圖 13 為橋梁使用時間達 $t = 60$ 年之機率密度函數與橋梁易損性曲線，由此分析結果，可輕易的求得在此服務年限時，橋梁承受 $PGA = 0 \sim 0.8 g$

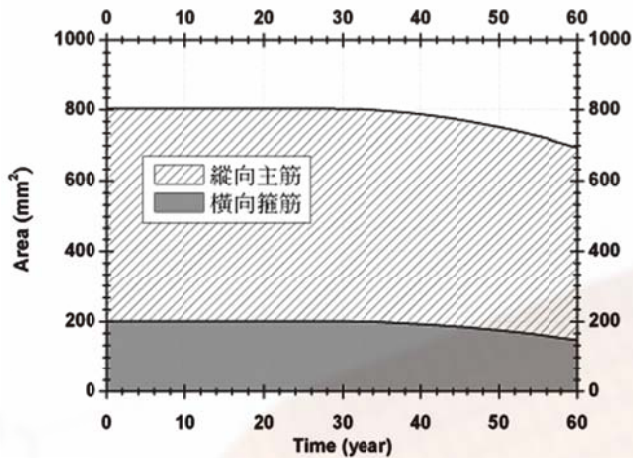


圖 10 鋼筋面積與時間關係

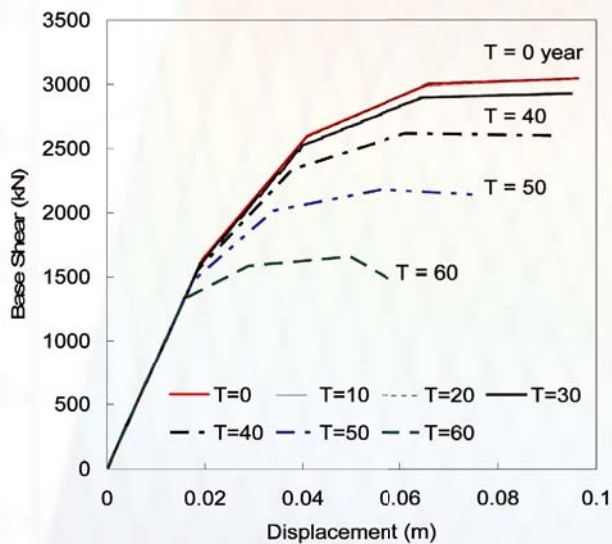


圖 11 基底剪力—位移與時間關係

地震力作用下，其各種損壞等級之機率，以作為後續橋梁耐震維修補強之生命週期成本評估之參考。

橋梁耐震維修補強之生命週期成本評估

依據式 (16,17) 可得 PGA 在 0.18 g、0.23 g、0.28 g 和 0.33 g 時的直接費用逐年變化曲線 (如圖 14)，由圖中可知不同地震引致不同損壞程度所需橋梁維修或補強直接費用的變化趨勢，以耐震需求為 PGA = 0.18 g 時為例，圖中顯示在時間為 40 年時，其所需直接費用將呈大幅上揚之現象，因此，若能於該時機點前後施行橋梁維修或補強作業，將可使所需費用降至最低，效益發揮到最高，故橋梁維修或補強作業時機點約為 t = 40yr。圖 15 為不同等級地震作用下之直接費用三維變化曲面。

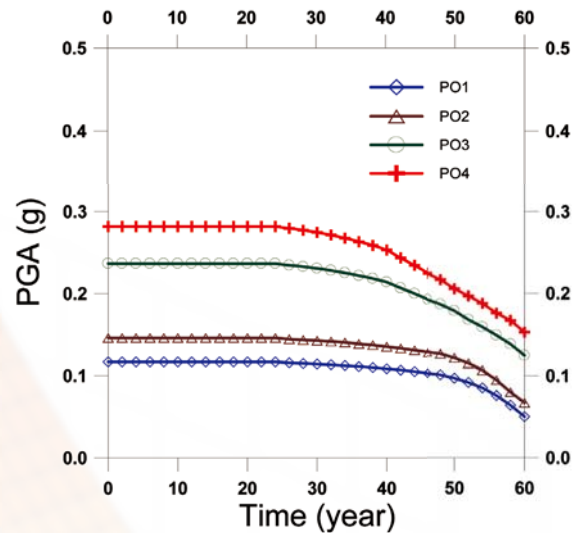


圖 12 各結構性能對應之地表加速度—時間關係

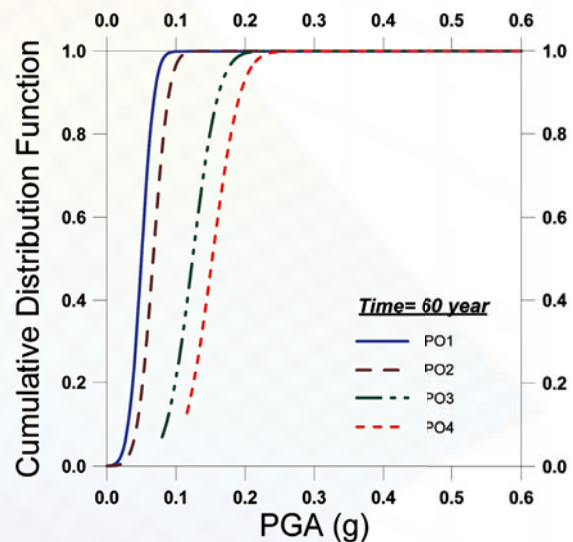


圖 13 t = 60yr 時不同損壞等級易損性曲線

橋梁維修邁向科學化

本文依據國內各橋梁主管機關先前所從事二十二座鋼筋混凝土橋之混凝土中性化檢測資料，利用非線性迴歸方法建立合乎台灣本土環境之混凝土橋中性化評估模式，以及探討混凝土中性化及鹽害對鋼筋銹蝕之影響。此外，考慮混凝土開裂與鋼筋銹蝕後，鋼筋混凝土構材有效斷面遞減的時變特性，進行一座標準單元橋梁結構非線性行為分析，推估出混凝土橋之結構性能衰退曲線，並採用改良式容量震譜法，完成耐震能力評估獲得各年度橋梁所能承受之最大地表加速度，得到不同時間下之橋梁易損性曲線，續據以計算

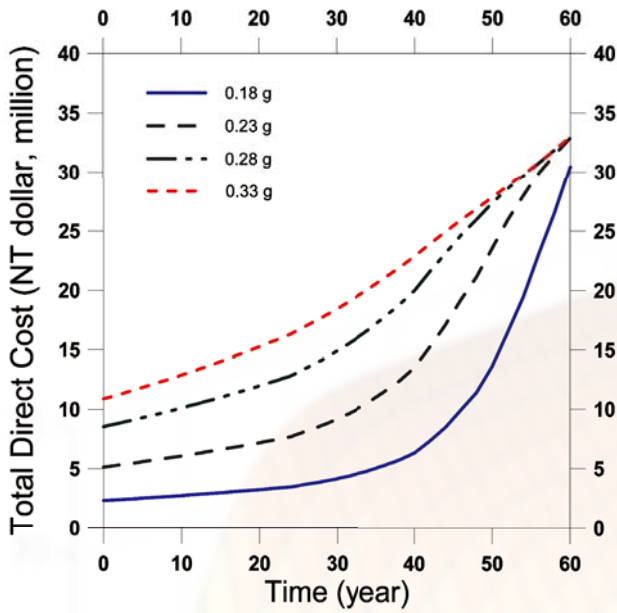


圖 14 橋梁維修或補強總直接費用逐年變化曲線 (PGA = 0.18 g、0.23 g、0.28 g、0.33 g)

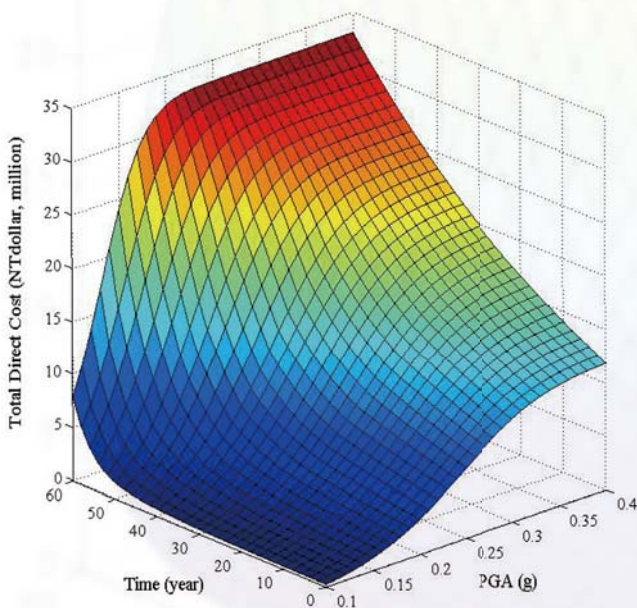


圖 15 橋梁維修或補強總直接費用逐年變化曲線 (PGA = 0.1 g ~ 0.4 g)

各種不同損壞程度的發生機率與所需之橋梁維修或補強直接費用逐年變化曲線，由所得橋梁維修或補強總直接費用逐年變化曲線斜率呈現大幅上揚之時機點，可訂出橋梁維修或補強作業之最佳時機點，供為老劣化鋼筋混凝土橋耐震性能生命週期成本效益評估之用，未來亦可將此研究成果應用於相關橋梁管理系統中，以提供相關單位作為橋梁維修與補強之決策參考。

參考文獻

1. 王傳輝，台灣地區鋼筋混凝土橋中性化效應之耐久性評估，國立台北科技大學土木與防災研究所碩士論文，宋裕祺教授指導，台北，2005。
2. 牛荻濤，混凝土結構耐久性與壽命預測，科學出版社，2003。
3. 施建志，「混凝土結構的腐蝕檢測及防蝕維修技術」，土木技術，第一卷，第五期，第 82-101 頁，1998。
4. 岸谷孝一等，「コンクリート中の鉄筋腐蝕に関する研究」，日本建築學會構造系論文集，Vol. 406，pp. 1-12，1989。
5. 徐善華等，「鋼筋混凝土結構的碳化耐久性分析」，建築技術開發，2002。
6. 蕭輔沛、邱建國、涂豐鈞，「考慮劣化與震損之 RC 校舍耐震能力評估研究」，國家地震工程研究中心，2012。
7. 邱建國，「劣化建築物之維護管理與永續再生 — 表面被覆材料耐久性性能評估」，公益財團法人交流協フェローシップ事業成果報告書，2012。
8. 鳥取誠一，宮川豐章，「中性化の影響を受ける場合の鉄筋腐食に関する劣化予測」，土木學會論文集，第 64 卷，第 767 期，第 35-46 頁，2004。
9. Sung, Y. C., Su C. K., "Seismic Evaluation of Existing Bridges: Theory And Application," International Training Program for Seismic Design of Structures, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, October 26, 2005.
10. 李剛，程耿東，基於性能的結構抗震設計 — 理論、方法與應用，科學出版社，北京，2004。
11. Sung, Y.C., Su, C.K., "Time-dependent Seismic Fragility Curves on Optimal Retrofitting of Neutralized Reinforced Concrete Bridges", Structure and Infrastructure Engineering, Vol.7, No.10, p.p. 797-805, 2011.
12. 台灣省政府交通處公路局，橋梁工程標準圖 — 預力混凝土簡支梁橋 (PCI 型梁橋)，1991。
13. 鋼筋混凝土橋梁耐震能力評估軟體 (SERC B)，<http://sercb.dyndns.org/SERCBBridgeWeb>。

自充填混凝土在近期橋梁工程之應用

王炤烈／台灣世曦工程顧問股份有限公司總工程師

張英發／台灣世曦工程顧問股份有限公司第一結構部副理

蔡益成／華光工程工程顧問股份有限公司工務部副理

彭知行／台灣世曦工程顧問股份有限公司第一結構部計畫經理

游文慧／台灣世曦工程顧問股份有限公司第二結構部正工程師

工程的美觀與混凝土施工相關

混凝土是最傳統之工程材料，幾乎各種工程都需使用混凝土，但混凝土須經產製、運送、泵送、現場澆置、養護等多項作業，造成品質不易控制與易有不穩定情形。例如會因施工作業中之稍許不同，即使各項材料均符合規定，但品質仍會有明顯差別，尤其國內為方便施工作業，常有偷加水惡習，更使混凝土品質普遍受各界注意。另外，混凝土強度因須於澆置後 28 天，始能知道是否符合規定，無法於施工當時即明確判定，故混凝土施工及其品質常為一般工程最主要關切項目之一。

尤其，對於內部鋼筋量多、高度較高之結構體，本來就較不易澆置與搗實，其混凝土施工品質更為品管重點。而近年國內橋梁，多朝高橋墩與長跨度發展，加上耐震需求，使得橋梁結構之鋼筋量普遍增加，造成橋梁工程之混凝土澆置困難性提高。此外，橋梁美觀愈為工程關注重點，包括混凝土表面須要平整，無蜂窩與無缺損情況，因此，國內橋梁工程已有不少採用較容易澆置之自充填混凝土 Self-Compacting Concrete (SCC) 案例，尤其是橋梁中之橋墩結構。

自充填混凝土依其材料特性，在澆置過程中，可不須振動與搗實，就能藉由自身之充填能力，填充至鋼筋間隙及模板各角落，是為高流動性、可抗析離之材料。自充填混凝土不僅可改善工作度，並提昇品質外，且因其強度、耐久性、彈性模數與水密性普遍較

一般混凝土佳，對結構體之安全性與耐久性亦有相當助益。

但自充填混凝土因組成材料與產製程序較複雜、變異性大，甚至拌合時之材料添加順序都會影響混凝土性質，如再加上橋墩多變的外型，及工期緊迫等因素，混凝土施工更須特別注意。因此自充填混凝土在應用時，宜先對可能發生之問題，做有效考慮與預防，始能確保自充填混凝土達到使用目的。本文將介紹幾件近期採用自充填混凝土施工之橋梁工程，包括中山高五楊高架工程（照片 1 與 2）、台北市社子大橋（照片 3）、台中鐵路高架橋工程（照片 4）及高雄港聯外高架道路工程等案例，其中除尚未完工之高雄港聯外高架工程外，已完成之三項工程於近兩年共獲得四項工程會品質「金質獎」。文中將說明自充填混凝土之使用情形，並探討採用自充填混凝土之考量、預拌廠的產製技術、施工作業與配套措施等問題，並對相關查驗事項提供建議，以為爾後相關工程之參考。

自充填混凝土的結構特性與標準

自充填混凝土主要是利用控制其粒料粒徑、配比與化學摻料等方式，來降低粒料間流動之摩擦力與提高黏稠度，使材料容易通過鋼筋間隙，流至各角落，提昇混凝土之流動性與抗析離性。且因混凝土能充填密實，使其強度與耐久性能較高。一般採用自充填混凝土之案例，除考慮其具有良好充填能力外，常亦是



照片 1 五楊高架工程 (一)



照片 2 五楊高架工程 (二)



照片 3 社子大橋



照片 4 台中鐵路高架橋工程

以改良混凝土性質為手段，來達到確保構造物品質與可靠度之目的，並亦藉由良好與確實的充填，提高鋼筋混凝土構造物之整體品質及耐久性。

當然，為使自充填混凝土具有理想之自充填能力，在相關施工規範中會規定自充填混凝土之試驗標準，其試驗項目包括自充填能力、流動性、黏稠性，其合格標準一般是依鋼筋最小間距來分級，常分為三等級，例如鋼筋間距最小之兩等級標準如表 1 所示。

表 1 自充填混凝土相關試驗規定

混凝土自充填性能之等級		第 1 級	第 2 級
鋼筋最小間距 (mm)		35~60	60~200
自充填能力	箱形試驗之充填高度 (mm)	300 以上 (R1 障礙)	300 以上 (R2 障礙)
	流動性	坍流度 (mm)	650~750
黏稠性	V 型漏斗流下時間 (sec)	10~25	7~20
	到達 500 mm 坍流度之時間 (sec)	5~20	3~15

其中，自充填混凝土需有足夠黏稠度之考慮，係為避免材料產生析離現象，並使材料之均勻性能優於傳統混凝土。其中，自充填混凝土以減少粗粒料用量（約為傳統混凝土之 80%）、限制粒料最大尺寸與增加化學摻料用量至臨界狀況，均可避免因高流動性而造成材料析離；另自充填混凝土普遍使用較大量再生材料，如飛灰、爐石粉、矽灰等礦物摻料，亦可增加漿體之比重及稠度，使具有足夠懸浮力量，讓粒料能均勻懸浮於漿體中、不下沉，以達到材料不析離之目的。

本文所探討之橋梁工程

本文所介紹與探討之工程有下列四案例：

- (1) 中山高五股楊梅拓建工程：本工程為接續汐止五股拓建工程，沿中山高兩側設置高架道路，以提高中山高之交通容量，本工程自五股至楊梅共約 40 公里，於 102 年已完工通車。本文所考量之五楊高架工程為其中之北段與中段，包括其中之 C901 標

至 C909 標，南北共長約 28 公里，其中 C904A 標與 C909 標分別獲得 101 年與 102 年品質「金質獎」之特優獎，完成後之橋墩結構如照片 5 (C903 標)、照片 6 (C905 標)。

- (2) 台北市社子大橋：本工程位於社子與北投間，跨越基隆河，採斜塔柱二跨連續不對稱跨度斜張橋，採塔梁固接自錨式系統，主跨 180 m，是國內第一座此類型結構型式之斜張橋。本工程因橋址位在河畔休閒活動、景觀生態區，台北市都市設計審議委員會對其橋墩造型有相關要求，本工程於 102 年 10 月已完工通車，主橋段工程並於前年獲得公共工程品質「金質獎」，本橋橋墩完成後之情形如照片 7。
- (3) 台中鐵路高架橋工程：本工程位於台中市，計畫內容為將自豐原車站以北約 2 公里處至大慶車站以南，共約 20 公里長之台鐵路線改建為高架鐵路，包含高架橋工程與改建、新建 10 個高架車站。本工程全線預定於民國 106 年中完成，其中有部分高架橋段工程已完工，其中 CCL331 標於 102 年獲得品質「金質獎」，其施工完成情形如照片 8。
- (4) 高雄港聯外高架道路工程：本工程係為改善高雄港區周邊道路容量不足及解決客貨車衝突問題，自中山高速公路末端起，沿高雄市漁港路與新生路南、

北段設置高架道路，包含中山高延伸段與商港區銜接路段共約 5 公里。本工程之橋墩與上部預力梁全採預鑄節塊，現正施工中，其中部分已完成之結構如照片 9。



照片 5 五楊高架 (C903 標)



照片 6 五楊高架 (C905 標) →



照片 7 社子大橋



照片 8 台中鐵路高架工程



照片 9 高雄港聯外高架工程

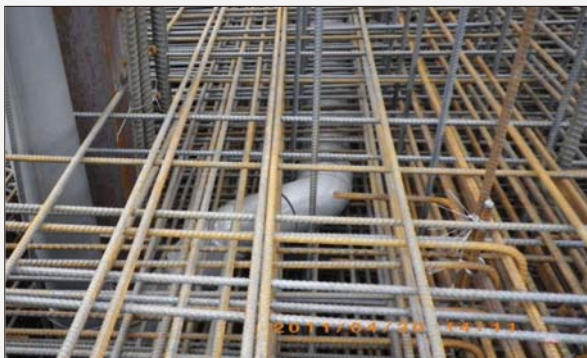
使用自充填混凝土的考量

本文所介紹之案例，不論上部結構為鋼梁或預力混凝土梁，使用自充填混凝土之位置都為橋墩柱，主要考量橋墩結構內之鋼筋量普遍較高，且高度高、斷面小，使混凝土之澆置作業困難，如照片 10 ~ 13，使混凝土之澆置作業困難，故乃藉由採用自充填混凝土，期能克服澆置困難與提昇工程品質。此外，在各案例中之工期普遍均較為緊迫，而自充填混凝土由於流動性高，施工可較快速，能縮短工期、減少勞力。

另外，各案例亦配合採用自充填混凝土而提高混凝土設計強度，以縮小斷面尺寸。各案例之混凝土設計強度均

在 350 kgf/cm^2 以上，甚至五楊高架工程、高雄港聯外高架工程中尚有部分橋墩是使用更高設計強度之 420 kgf/cm^2 。

至於上部結構中之預力混凝土梁，未使用自充填混凝土之主要原因，包括：1. 上部結構普遍有較大坡度，而自充填混凝土因流動性高，具自平性，對有坡度之結構體不易澆置；2. 考量自充填混凝土材料因漿體多，材料潛變性會較大，雖其充填性好，可增強對鋼筋之握裹能力，而有助降低混凝土之應變，但整體而言，仍有可能導致較大預力損失；3. 預力混凝土梁內之鋼筋比一般較橋墩柱少，結構體深度亦較小，混凝土澆置之困難性原本即不如橋墩柱高。因此，一般而言上部結構甚少採用自充填混凝土之案例。



照片 10



照片 11



照片 12



照片 13

自充填混凝土之配比

自充填混凝土之基本原理是利用水中懸浮性較佳之粉體材料，來托住細粒料，阻止細粒料下沉與堆積，再藉由細粒料阻止粗粒料下沉，使所有材料皆能懸浮於拌和水中，以降低粗粒料流動時之摩擦力至最低，使自充填混凝土能有良好充填性及均勻性。

為達到前述性能，充填混凝土之配比設計觀念將與傳統混凝土略有不同，其中對材料將有多項限制，諸如：限制粗粒料之最少用量、細粒料率 (S/A) 及使用化學摻料，並須為低水膠比、使用高粉體量 (飛灰、爐石粉、水泥、石灰、石粉等)。

各案例之自充填混凝土配比均依此原理進行設計，並先由施工承商提送配比設計與澆置計畫，經監造單位審查，以及驗廠、試拌、廠拌與各項試驗，來確定可符合需求，並作為後續施工時之品質管控制據。本文所舉案例之材料用量分別如表 2 及表 3。

表 2 350 kgf/cm² 自充填混凝土之材料用量

項目	五楊高架 (C909 標為例)	社子大橋	台中鐵路高架	高雄港聯外高架
水膠比	0.39	0.355	0.4	0.381
最大粒料尺寸	19 mm	3/4"	19 mm	19 mm
水泥用量	250 kg/m ³	319kg/m ³	261 kg/m ³	262 kg/m ³
爐石用量	155 kg/m ³	162kg/m ³	166 kg/m ³	213 kg/m ³
飛灰用量	45 kg/m ³	-	48 kg/m ³	-
粗粒料量	801 kg/m ³	796 kg/m ³	760 kg/m ³	776 kg/m ³
細粒料量	925 kg/m ³	900 kg/m ³	880 kg/m ³	937 kg/m ³
用水量	170 kg/m ³	164 kg/m ³	181 kg/m ³	174 kg/m ³
坍流度 (cm)	65 ~ 75	55 ~ 70	60 ~ 70	65 ~ 75

表 3 420 kgf/cm² 自充填混凝土之材料用量

項目	五楊高架 (C903 標為例)	高雄港聯外高架
水膠比	0.34	0.353
最大粒料尺寸	19 mm	19 mm
水泥用量	275 kg/m ³	275 kg/m ³
爐石用量	175 kg/m ³	225 kg/m ³
飛灰用量	50 kg/m ³	-
粗粒料	877 kg/m ³	806 kg/m ³
細粒料	871 kg/m ³	898 kg/m ³
用水量	170 kg/m ³	169 kg/m ³
流動性 / 坍流度 (cm)	60 ~ 70	65 ~ 75

自充填混凝土應用在頂面有斜度之方式

雖自充填混凝土因流動性高，具有自平特性，並不適合應用在頂面有斜度之結構體，惟在所介紹案例中，如五楊高架工程 C903 標之高橋墩中有部分帽梁頂面斜度 (如圖 1 所示) 在 3% 以上，最大甚至達 5%，為各案例中坡度最大之情形。為使自充填混凝土能應用於有坡度之結構體，該工程於施工時曾經進行相關研究與測試來克服此問題。

一般要使自充填混凝土之頂面能有斜度，可於混凝土接近初凝時，以人工推送方式來達成，但須注意避免因推送動作而造成材料析離與強度降低。為此，該工程於施工前，曾先研究與比較多種配比之流動性與初凝時間，並經實際試驗，發現依所採用之配比 (表 3)，如更精確控制坍流度在 65 ~ 67 cm、V 型漏斗流下時間為 8.5 秒之條件下，約經一、二十分鐘後，可以自高處流向低處之自然澆置方式形成 3% 內坡度，

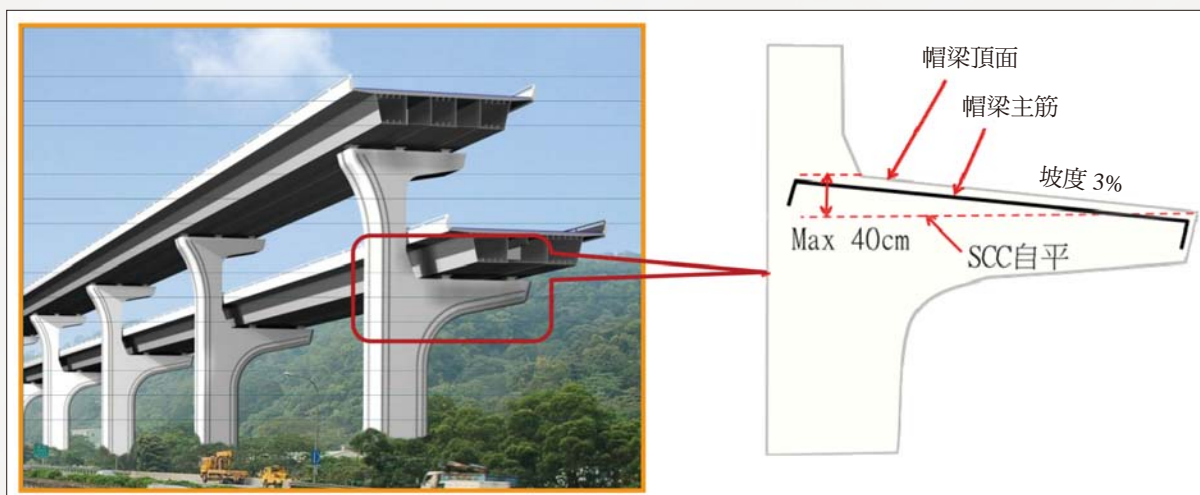


圖 1 SCC 應用於頂面具斜度之橋柱帽梁

如照片 14，並在停留未超過初凝後約 30 分鐘，再輔以人工推送方式可形成到 4.5% 坡度。該工程並依所研擬之配比，先製作一試體（照片 15），以驗證其可行性及瞭解各項施作時須注意之細節。

依該案例，如自充填混凝土之配比如合適，可以放慢澆置速度，使在實際坍流度略降低時，以自然澆置方式形成約 3% 左右之坡度，若再等待些許時間，配合人工推送動作，可達到約 5% 之坡度，使自充填混凝土亦能適用於有小橫坡之結構體。當然對有坡度之自充填混凝土，更須注意漿體之膠結強度，使不至於降低強度與造成浮漿、粗粒料下沉現象，另外澆置後之養護亦是此種有坡度結構體之重要管控因素。



照片 14



照片 15

使用自充填混凝土之效益

對上述案例，自充填混凝土之使用效益及優點綜整如下：

1. 可減少混凝土之水泥用量，降低材料成本，具有經濟性。

因採用如高爐石粉等卜作嵐材料取代水泥，可減少水泥使用量。依參考文獻 (8)，其單位水泥用量之比較如下表所示。由於自充填混凝土較一般混凝土減少水泥用量，除能降低混凝土成本外，亦可減緩地球溫度上升之「暖化效應」，保護生態環境，故自充填混凝土可視為「綠色混凝土」。

強度等級	一般混凝土 單位水泥用量	自充填混凝土 單位水泥用量	減少水泥用量
350 kgf/cm ² 級	475 kg/m ³	255 kg/m ³	220 kg/m ³
420 kgf/cm ² 級	500 kg/m ³	265 kg/m ³	235 kg/m ³

例如：台中鐵路高架橋自充填混凝土使用量為 50,800 m³，約可節省 8,380 t 的水泥用量。另因自充填混凝土之高強度，亦可減少橋墩尺寸，此部分估計約減少混凝土用量 2,732 m³，以及鋼筋量 316 t。

2. 因充填密實，能有較佳之耐久性。

除自充填混凝土因具有良好充填性，可使混凝土充填密實，提高耐久性外，自充填混凝土中之卜作嵐材料，亦有助於耐久性能，因依相關實驗顯示，卜作嵐材料能充填顯微孔隙、改善粒料及漿體間界面、增加鍵結強度及緻密性，均有助於耐久性能。

3. 使用工業生產時副產品，可降低環境污染。

使用卜作嵐材料，除可減少水化熱、避免產生收縮裂縫外，因卜作嵐材料中之爐石、飛灰為工業生產時所衍生之工業副產品，過去常造成環境污染。採用自充填混凝土將可配合需要，使用適當數量之爐石與飛灰，因此可降低對環境污染，符合環保需求。

4. 具有節能減碳的效益。

依工程會之報告，利用爐石替代水泥每噸約可減少 CO₂ 排放量 0.79 t。例如以臺中鐵路高架橋工程為例，其水泥用量約為 50,800 m³，若以爐石可取代 30% 的水泥量，並以一般混凝土水泥用量 310 kg/m³ 來計算，該不到 20 公里之鐵路高架橋即可減少 CO₂ 排放量約為 3,725 t，可彰顯節能減碳的環保效益。

5. 免振動搗實，可節省施工人力、機具成本，且外表平順、無蜂窩。

由於自充填混凝土具有良好充填能力，澆置時可免振動搗實，對於特殊、不規則造型的橋墩形式，只要能製作外模，即能使混凝土完整充填，不致有缺損、空洞，且能與鋼筋有良好握裹。本文所介紹案

例中，已完成之三件工程中即獲得四座「金質獎」。例如：社子大橋工程，不論 P4 橋墩之拱橋造型、P5 及 P6 橋墩之 V 型造型，均能呈現外表平順、富變化之造型，符合台北市都市設計審議委員會之要求。對於五楊高架工程之 C903 標，自充填混凝土亦使高度高、內部鋼筋量多，又有鋼構斷面與預力鋼腱之雙層橋面橋墩之表面，不但能呈現平順外觀，且均能無缺損與蜂窩情形。

而台中鐵路高架橋工程在高架車站路段，因配合車站空間使用需求，橋墩尺寸須大幅縮小，使墩柱內之配筋更為緊密，該工程在自充填混凝土之使用下，不但解決澆置困優，亦大幅節省施工成本。

自充填混凝土施工時之注意事項

採用自充填混凝土除考量提高工作度外，對於施工品質最重要是要增進混凝土表面之平整性與避免斷面有缺損，尤其要避免氣泡孔（照片 16）。惟自充填混凝土因黏滯性高，施工時又不須振動，因此若澆置速度太快，在無足夠距離前即接觸模板，或於下料時因有衝擊動作，而增加空氣混入，或因模板表面之粗糙度過大，而導致空氣滯留等因素，都將會使混凝土中之空氣不易排出，而在面附近形成氣孔，甚至有孔徑較大之「砂眼」情形。

此種氣泡孔問題為採用自充填混凝土之最常見問題，此現象一般是與混凝土澆置作業較有關係，例如對有氣泡孔之橋柱，其各側邊之氣泡孔數量常會有不相同，有些邊較多、較大。因此，採用自充填混凝土時，除要管控材料、注意拌合外，施工時亦宜注意澆置作業，其中主要須注意事項有：

1. 澆置口位置：自充填混凝土澆置時，現場人員應注意泵送管線及卸料口之位置，其配置必需確保自充填混凝土有適當的流動距離，不能如一般混凝土之澆置習慣，任由工人擅自移動管線，以避免產生氣孔或造成冷接縫。
2. 供料管制：現場澆置速率與預拌廠之供料須要互相配合。於施工過程中，應隨時注意拌和廠內之運輸攪拌車待命車輛數，不得泵送太急，造成車輛無法接續或待命車輛過多，造成材料因待料時間太久，失去流動性，容易造成塞管與不利施工品質。

3. 為防材料析離，於澆置過程中，應避免使用振動棒搗實：為避免表面產生氣泡，應注意澆置速度不宜太快；或降低每次澆置高度；或可以採用如 PVC 空管或如照片 17 所示之排氣棒等設備，於模板內緣輕微的抽插；亦可使用木槌或膠槌敲擊外模。若發生阻塞於鋼筋間隙時，可以棒狀工具疏通，以盡力消除混凝土內的氣泡。
4. 泵送時需怠速泵送，並注意泵送車之能量，灌漿管出口距離混凝土面不可超過 30 公分，盡力避免材料析離。澆置口應事先規劃，並適時移動卸料口，不得任其自行流動過遠，以使粒料能均勻、避免產生析離，及防止填充不完全，造成蜂窩現象。
5. 應變計畫：因自充填混凝土之澆置細節均會影響品質，故工地需有應變計畫。常見諸如：泵送機械故障，是否有備用可供更換；若泵送時突因粉料太多，造成流動性不夠時，是否可二次添加化學摻料；是否有備用振動工具；對供料不連續時之因應方式等。
6. 模板之穩固：由於自充填混凝土的流動性高，施工時應特別加強模版強度，模版之側向壓力應以完全液體計算（比重可以 2.35tf/m^3 估計），並須注意模版支撐之穩固性及密閉性，以免發生移位變形、破壞或嚴重漏漿情形等。
7. 模板品質：模板表面因粗糙、光滑程度之不同，可能造成細微氣泡之產生，宜盡量防止；且模版表面如能平整光滑均勻，拆模後之表面可較不須再二次處理。
8. 用水量：自充填混凝土對單位用水量較為敏感，在產製前須確實測定粗、細粒料的游離水，否則，將因用水量不當而導致不良的後果。而在施工時，於包括運送、泵送及澆置過程中均嚴禁加水。另因化學摻料是和用水量有絕對關連，化學摻料的計量和貯存設備，須獨立設置，不得合用，其用量不論過或不及都將導致工作性失真。此外，運輸攪拌車在進入廠內裝載混凝土材料時，攪拌鼓內的清洗水都須充分洩出，以免影響用水量之準確性。
9. 監造單位於施工澆置期間應要駐廠監控品質，依核定之配比資料進行管控。並於預拌車到澆置現場時，要現場抽驗及製作試體，以利日後品質控制，尤其要嚴格管控拌合至完成澆置之時間。



照片 16



照片 17

自充填混凝土之養治

自充填混凝土由於是屬低水膠比、高粉體量之產品，因而用水量較少，相對在硬固過程中，因應水化熱的水量須再依賴外界水分來維持，否則容易產生乾縮裂縫，因此自充填混凝土之養治時機，宜較傳統混凝土早，尤其在天候炎熱、乾燥、風大、陽光曝曬的氣候，更應注意澆置完成後之初期養護時機。

對於大面積暴露之混凝土面，於澆置後至初凝時，須施以噴霧、灑水等不傷及混凝土表面之方式來養護，以嚴防混凝土表面迅速凝結及水份過快蒸發之情況，而造成混凝土表面會有微小塑性收縮裂縫。並應在澆置後初期（約 48 小時內），隨時觀察混凝土之乾縮情形。

對於無接觸模板之水平混凝土面，最好能於澆置後即以噴霧方式進行養治，直到全部澆置完成後、初凝時，再以麻袋或不織布覆蓋，施以水淹方式養治。

對於柱、牆等與模板接觸之垂直混凝土面，須避免模板太快拆除，以降低拆模後之結構體內部與表面間之溫度差，使能有效減少混凝土表面因乾縮而產生之髮絲裂縫。

自充填混凝土具革命性發展

自充填混凝土（SCC）為近年來混凝土界最具革命性的發展，由於其具有高流動、抗析離、自充填、免搗實之優良特性，為一能同時滿足優良耐久性、安全性、工作性、經濟性、生態性之高性能混凝土，對於提昇混凝土施工品質，具有實質效益。

但工程界對於自充填混凝土之應用，似仍存在原傳統混凝土之產製與施工觀念。本文是以介紹國道五楊高架工程、社子大橋、台中鐵路高架工程與高雄港聯外高架工程等較大型使用自充填混凝土之工程案例，期能增進工程界對自充填混凝土施工有更進一步之瞭解與認識，使能增快自充填混凝土之普及化腳步，達成提昇國內混凝土工程品質之目標。

參考文獻

1. 王泓文、楊景華、蔡益成、林曜滄、羅財怡、張純青，「大偏心單柱雙層高架橋之設計與施工 — 國道 1 號五楊拓寬工程」，土木水利第三十九卷第三期，2012 年 6 月。
2. 張純青、陳國隆、林曜滄、賴震川、張志斌、王泓文，「友善環境之路規劃設計 — 以泰山林口雙層高架橋為例」，首屆兩岸四地公路交通發展論壇，pp. 259 ~ 269，2012 年 10 月。
3. 王泓文、蔡益成、陳光輝、林曜滄、王炤烈、張荻薇，「大偏心單柱雙層高架橋之設計與施工 — 以臺灣國道 1 號五股楊梅段拓寬工程泰山至林口段為例」，第七屆海峽兩岸及香港鋼結構技術交流會，pp. 134 ~ 151，2012 年 11 月。
4. 張荻薇、王炤烈、張英發、游明益、宋裕祺，「具斜塔柱非對稱跨徑鋼斜張橋之設計與施工 — 台北市社子大橋新建工程」，中華技術第 89 期，民國 100 年 01 月。
5. 游明益、張英發、林曜滄、王炤烈、張荻薇、黃一平，「具斜塔柱鋼斜張橋之設計與施工 — 社子大橋」，土木水利第三十九卷第三期，2012 年 06 月。
6. 「新世代鐵路高架捷運化工程之規劃與設計 — 以臺中鐵路高架工程為例」中華民國第十一屆結構工程研討會暨第一屆地震工程研討會，民國 101 年 9 月。
7. 行政院公共工程委員會，公共工程施工綱要規範第 03315 章，「自充填混凝土施工要領」。
8. 行政院公共工程委員會，「第三代高速公路 — 國道 6 號南投段」節能減碳作為。

美國 ACI 318-14 規範 對柱耐震圍束箍筋量之變革

沈文成／國家地震工程研究中心助理研究員

李翼安／國家地震工程研究中心專案助理研究員

黃世建／國立臺灣大學土木工程系教授、國家地震工程研究中心副主任

橫向鋼筋於鋼筋混凝土柱中扮演諸多重要角色，如抵抗剪力、避免主筋挫屈以及圍束核心區域內混凝土等。當保護層開始剝落，橫向鋼筋使得圍束區域內混凝土可以持續承受更大之軸向壓力，較好的圍束效果確保柱構件在強度衰減後仍有足夠的變形能力。但許多實驗數據顯示，依美國 ACI 318-11 規範之設計公式計算得到之圍束箍筋量，無法保證承受高軸力柱構件之變形能力能夠符合要求，探究原因發現設計公式並未因承受不同之軸力而調整所需之箍筋量，使得柱構件在承受高軸力作用下之變形能力可能不佳。爰此，美國 ACI 318 規範委員會針對圍束鋼筋量之設計公式提出修訂建議，於設計公式中納入軸力參數，以解決現行規定之不足處。本文將分別探討現行規定與改版內容在圍束箍筋量之規定，並整理出差異之處。最後，提供一示範例說明美國 ACI 318 規範於柱耐震圍束箍筋量之現行規定與改版建議，並比較其差異，期能做為國內工程界於設計高樓建築物結構時之參考。

簡介

臺灣地狹人稠，隨著都市的發展，位於都會區的建築物因土地取得不易只能向上發展，樓層數越蓋越高，高樓建築物之底層柱必須負擔整體建築物重量，承受極大之軸向力量。若依美國 ACI 318-11 規範 [1] 之設計公式計算圍束箍筋量，最底層柱在承受高軸力作用下，其變形能力可能無法滿足規範所要求之 3% 層間位移比。而目前國內使用之混凝土工程設計規範與解

說（土木 401-100）於耐震圍束之相關規定與美國 ACI 318-11 規範相同，亦有前述不保守之問題。

Elwood 等人 [2] 利用 PEER 資料庫 [3] 中 145 個矩形鋼筋混凝土柱之測試數據進行分析（如圖 1），以試體箍筋量除以規範建議量之比值為橫軸，當兩者比值為 1 時，表示試體箍筋量滿足規範建議之標準；以試體變形能力（層間位移比）為縱軸，當縱軸值為 3 時，表示試體變形能力符合韌性指標（Performance Target）之標準。接著逐一將測試數據予以描繪，比較各國規範於圍束箍筋量之規定是否恰當。由圖 1 可以發現，

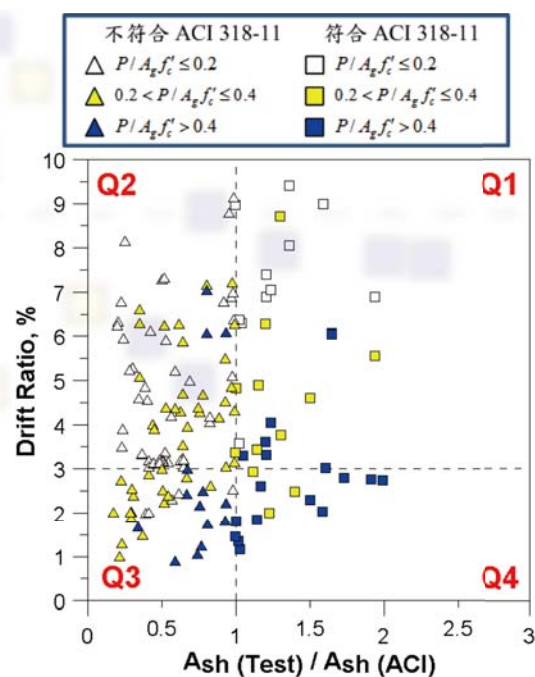


圖 1 美國 ACI 318-11 規範建議之橫箍柱箍筋量與測試結果之比較

有部分試體測試結果落於右下角不保守區域，該區域表示試體雖依美國 ACI 318-11 規範建議配置所需之箍筋量，但測試結果卻無法達到應有之韌性指標。更進一步於圖 1 發現，測試結果屬不保守之區域，大多為承受高軸力 ($P/A_g f'_c > 0.4$) 作用之柱試體，顯示該規範之設計公式缺乏考量軸力之影響，無法確保柱在承受高軸力作用下之變形能力。

美國 ACI 318-11 規範之箍筋量設計公式對於橫箍柱存在不保守之問題，然而螺箍柱是否存在同樣之問題，亦是值得探討的議題。Elwood 等人利用 PEER 資料庫中螺箍柱之測試數據進行分析，圖 2 為以美國 ACI 318-11 規範設計公式計算之箍筋建議量比對螺箍柱測試數據之分佈情形。雖然螺箍柱之測試數量較橫箍柱少，但同樣地由分析結果顯示，依美國 ACI 318-11 規範之設計公式計算所得之箍筋量在高軸力作用下依然有不保守之情形。因此，無論是橫箍柱或螺箍柱，美國 ACI 318 規範均忽略軸力之影響，造成無法確保柱在承受高軸力作用下之變形能力。對此，美國 ACI 318 規範委員會也正視到 318-11 規範之設計公式有所不足之處，擬於設計規範條文中修訂相關內容。

國家地震工程研究中心（以下簡稱國震中心）過去幾年來曾針對美國、加拿大及紐西蘭等國設計規範對於柱耐震圍束箍筋量之設計公式進行研究 [4]，發

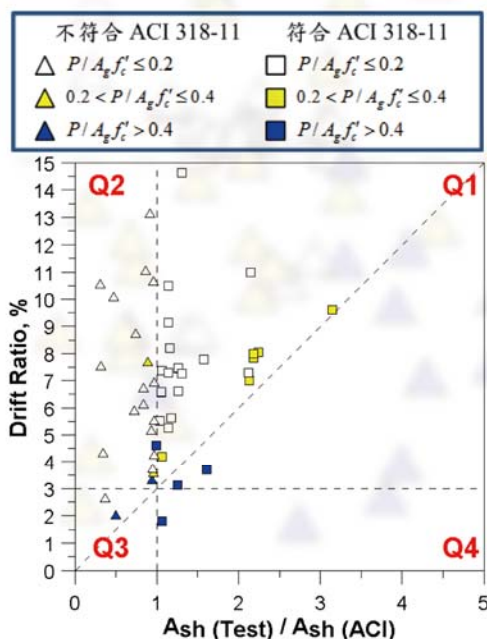


圖 2 美國 ACI 318-11 規範建議之螺箍柱箍筋量與測試結果之比較

現以美國 ACI 318-11 規範建議之耐震圍束箍筋量設計之柱試體（相關測試參數如表 1），在承受高軸力作用下，其測試結果無法表現應有之變形能力，當強度衰減至 $80\% V_{max}$ 時，層間位移比僅有 1.5%，未達層間位移比 3% 之韌性指標，如圖 3 所示。

表 1 普通強度鋼筋混凝土橫箍柱試體相關測試參數 [4]

斷面尺寸	60 cm × 60 cm
混凝土抗壓強度 f'_c	280 kgf/cm ²
垂直鋼筋降伏強度 f_y	4200 kgf/cm ²
橫向鋼筋降伏強度 f_{yt}	4200 kgf/cm ²
垂直鋼筋比 ρ_g	2.25%
橫向鋼筋比 ρ_s	0.75%
$P/A_g f'_c$	0.58

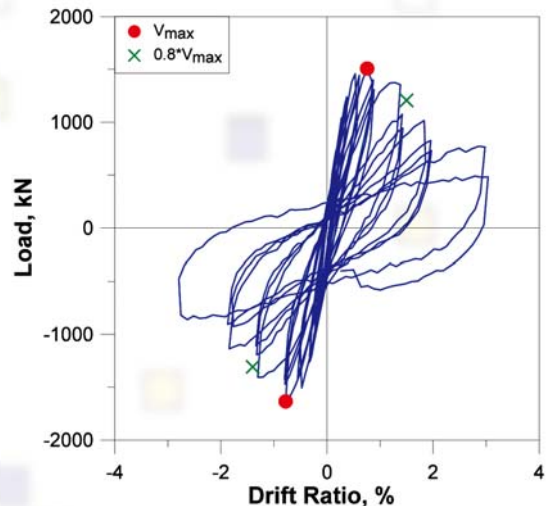


圖 3 普通強度鋼筋混凝土橫箍柱試體測試結果 [4]

另一方面，高強度混凝土之破壞行為較為脆性，將影響柱構件之變形能力，若採用高強度鋼筋混凝土材料時，設計公式是否適用。因此，國震中心規劃高強度鋼筋混凝土橫箍柱試體進行測試 [5]，測試結果如圖 4 所示，因圍束箍筋量不足，使得層間位移比僅有 1.25%。

表 2 高強度鋼筋混凝土橫箍柱試體相關測試參數 [5]

斷面尺寸	60cm × 60cm
混凝土抗壓強度 f'_c	850 kgf/cm ²
垂直鋼筋降伏強度 f_y	7000 kgf/cm ²
橫向鋼筋降伏強度 f_{yt}	8000 kgf/cm ²
垂直鋼筋比 ρ_g	2.25%
橫向鋼筋比 ρ_s	0.89%
$P/A_g f'_c$	0.57

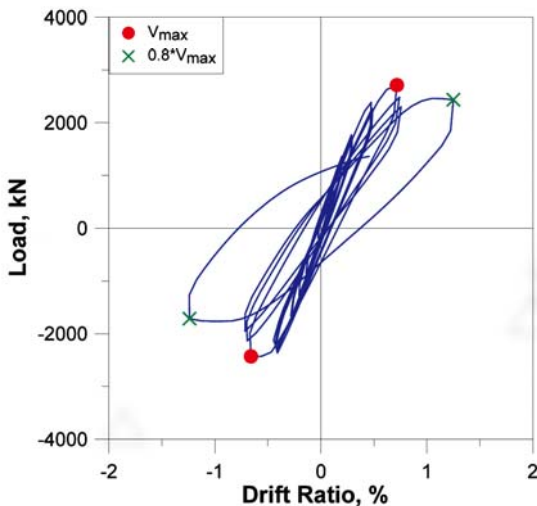


圖 4 高強度鋼筋混凝土橫樑柱試體測試結果 [5]

柱耐震圍束箍筋量之規定

ACI 318-11 規範 [1]

美國 ACI 318-11 規範規定在圍束區範圍內，矩形閉合箍筋及繫筋之總斷面積 A_{sh} 不得小於下列兩式之值：

$$A_{sh} = 0.3sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (1)$$

$$A_{sh} = 0.09sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2)$$

而螺箍或圓形閉合箍筋之體積比 ρ_s 不得小於式 (3) 及式 (4) 之值：

$$\rho_s = 0.45 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (3)$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (4)$$

其中， A_{sh} 為在 s 間距內垂直於 b_c 方向之橫向鋼筋之總斷面積 (cm^2)； s 為橫向箍筋之間距 (cm)； b_c 為計算 A_{sh} 之柱心尺寸，即圍束鋼筋外緣至外緣之間距； A_g 為鋼筋混凝土總斷面積 (cm^2)； A_{ch} 為橫向鋼筋或螺箍筋外緣以內之構材斷面積 (cm^2)； f'_c 為混凝土抗壓強度 (kgf/cm^2)； f_{yt} 為橫向鋼筋降伏強度 (kgf/cm^2)，且不得大於 7000 kgf/cm^2 ； ρ_s 為螺箍柱中螺箍筋之體積與柱心體積之比。

式 (1) 及式 (3) 之目的為希望當柱外圍保護層剝落後，因被動箍筋圍束力發揮作用，彌補保護層剝落後而喪失之圍束力，柱核心混凝土能繼續保有軸向承載能力，因而更能提升圍束混凝土之極限抗壓強度。當柱斷面尺寸很大，因 A_g 與 A_{ch} 之差異幅度減少，使得式 (1) 及式 (3) 中之 $(A_g/A_{ch} - 1)$ 項變小，計算所得之箍筋量會過低，考量位於地震帶區域之耐震需求，另規定式 (2) 及式 (4) 為最低圍束箍筋量，確保柱構件具有一定之韌性。

除前述建議量外，各邊緣相鄰箍筋或繫筋間最大水平間距 h_x (如圖 5) 不得大於 35 cm ，而橫向鋼筋之間距亦不得超出下列三者之值：

- (1) 構材斷面最小尺寸之 $1/4$ ；
- (2) 6 倍主筋直徑；
- (3) $s_0 = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right)$ 。

其中， s_0 不得超過 15 cm ，亦不必小於 10 cm 。上述第 (3) 項概念為確保柱構件有足夠之圍束力，當柱斷面內配置之橫向鋼筋量較少， h_x 值因此變大卻相對地得縮小間距，以增加沿柱高方向之橫向鋼筋量。除此之外，柱周圍之主筋應使用箍筋予以圍束，其餘主筋每間隔一根應有繫筋圍束，而無圍束主筋與相鄰主筋之淨間距不得超過 15 cm 。

仔細觀察設計公式所使用之參數，可以發現並未考慮軸力之影響，美國 ACI 318 規範委員會認為無論柱承受之軸力大小，並不改變所需之耐震圍束箍筋量。事實上，許多實驗結果已經指出美國 ACI 318-11 規範之建議量無法確保柱承受高軸力作用下，可以提供足夠之變形能力。

橫向鋼筋應隨著軸力增加時而增加，以提高其圍束效果，此想法已反映於加拿大 CSA A23.3-04 [6] 以及

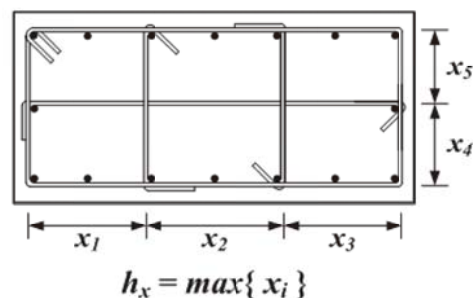


圖 5 各邊緣相鄰箍筋或繫筋間最大水平間距 h_x 之示意圖

紐西蘭 NZS 3101-06 [7] 等其他國家之設計規範。箍筋端彎鉤之圍束效果是另一個計算圍束箍筋量之重要參數，因箍筋除圍束核心混凝土外，尚可避免主筋於受壓側發生挫屈之功能，美國 ACI 318-11 規範卻未納入至設計公式中。

ACI 318-14 規範（改版建議）[8]

針對矩形柱在高軸力 ($P_u > 0.3A_g f'_c$) 作用下，除須滿足原有之規定，美國 ACI 318-14 規範新增下式之規定：

$$A_{sh} = 0.2s_b k_f k_n k_p \frac{f'_c A_g}{f_{yt} A_{ch}} \quad (5)$$

而螺箍或圓形閉合箍筋之體積比 ρ_s 在高軸力作用下，除必須滿足式 (3) 及式 (4) 兩者之大值，且不得小於式 (6)：

$$\rho_s = 0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \quad (6)$$

其中， k_p 為軸力參數； P_u 為柱承受之軸向力量； k_f 為混凝土強度參數，其定義為：

$$k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1 \quad (7)$$

k_n 為箍筋端彎鉤有效性參數，依下式計算：

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (8)$$

上式中， n_l 為受閉合箍筋或繫筋圍束之主筋數量總和。

新增之設計公式係參考加拿大 CSA A23.3-04 規範並加以修正，說明如下：

- (1) 不同於加拿大 CSA A23.3-04 規範對於軸力參數之定義 ($k_p = P_u / P_0$)，軸力參數修正為 $k_p = P_u / A_g f'_c$ ，即以 $A_g f'_c$ 取代 P_0 。
- (2) 當混凝土強度提高， P_0 與 $A_g f'_c$ 間之差異會變得更加顯著，Paultre 等人 [9] 建議在計算橫向鋼筋量時應考慮軸力之影響，故設計公式納入混凝土強度參數 $k_f = A_g f'_c / P_0$ 。當主筋比在 2% 至 4% 範圍內時，混凝土強度參數可直接取 $k_f = f'_c / 1750 + 0.6$ ，但不得小於 1。
- (3) 當柱承受低軸力作用下，式 (5) 將趨近於 0，或因柱斷面較小而配置較少箍筋量，因此限制箍筋量必須不小於現行規定（即式 (1) 及式 (2) 之值）。
- (4) 因 90° 彎鉤在高軸力作用下容易脫落而降低圍束效果，故箍筋端彎鉤有效性參數 k_n 受閉合箍筋或耐震彎鉤（箍筋或繫筋採 $\geq 135^\circ$ 彎鉤）圍束之主筋數量而定。以圖 5 為例， n_l 為 7。美國 ACI 318-14 規範（改版建議）更要求當 $P_u > 0.3 A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$ 時，所有主筋均須以耐震彎鉤圍束。
- (5) 當柱在高軸力作用下或為高強度混凝土柱，各邊緣相鄰箍筋或繫筋間最大水平間距 h_x 不得大於 20 cm。

茲將柱耐震圍束箍筋量之現行規定與改版建議進行比較，整理如表 3 所示。

表 3 柱耐震圍束箍筋量之現行規定與改版建議之比較

	ACI 318-11 規範	ACI 318-14 規範（改版建議）
矩形閉合箍筋及繫筋之總斷面積 A_{sh}	取式 (1) 及式 (2) 之大值	當 $P_u \leq 0.3 A_g f'_c$ 且 $f'_c \leq 700 \text{ kgf/cm}^2$ ，取式 (1) 及式 (2) 之大值
		當 $P_u > 0.3 A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$ ，取式 (1)、式 (2) 及式 (5) 之最大大值
螺箍或圓形閉合箍筋之體積比 ρ_s	取式 (3) 及式 (4) 之大值	當 $P_u \leq 0.3 A_g f'_c$ 且 $f'_c \leq 700 \text{ kgf/cm}^2$ ，取式 (3) 及式 (4) 之大值
		當 $P_u > 0.3 A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$ ，取式 (3)、式 (4) 及式 (6) 之最大大值
相鄰箍筋或繫筋間最大水平間距 h_x	$\leq 35 \text{ cm}$	$\leq 20 \text{ cm}$
耐震彎鉤之特別規定	—	當 $P_u > 0.3 A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$ ，每一根主筋須採 135° 耐震彎鉤

示範例

為使讀者更容易瞭解美國 ACI 318 規範對於柱耐震圍束箍筋量之變革，分別以現行規定及改版建議計算所需之箍筋量。

假設一矩形柱斷面尺寸為 105 cm × 135 cm，配置 44-D36 之主筋，使用 D13 之箍筋及繫筋予以圍束，混凝土抗壓強度 f'_c 為 560 kgf/cm²；橫向鋼筋降伏強度 f_{yt} 為 4200 kgf/cm²，承受軸向力量 P_u 為 3800 tf。

ACI 318-11 規範

由於兩方向斷面尺寸不同，必須分別針對 X 方向及 Y 方向計算其所需之鋼筋量。依式 (1) 計算結果為：

X 方向：

$$\frac{A_{sh,x}}{s} = 0.3b_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0.577 \text{ cm} ;$$

Y 方向：

$$\frac{A_{sh,y}}{s} = 0.3b_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0.758 \text{ cm}$$

依式 (2) 計算可得：

$$\text{X 方向：} \frac{A_{sh,x}}{s} = 0.09b_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} = 1.149 \text{ cm} ;$$

$$\text{Y 方向：} \frac{A_{sh,y}}{s} = 0.09b_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} = 1.509 \text{ cm}$$

取式 (1) 及式 (2) 之大值，結果如下：

$$\text{X 方向：} \frac{A_{sh,x}}{s} = 1.149 \text{ cm} ;$$

$$\text{Y 方向：} \frac{A_{sh,y}}{s} = 1.509 \text{ cm} , \text{ 計算結果由式 (2) 控制。}$$

考慮以閉合箍筋或繫筋圍束每一根主筋，D13 橫向鋼筋之間距需求為：

$$\text{X 方向：} s_x = \frac{11 \times 1.27}{1.149} = 12.16 \text{ cm} ;$$

$$\text{Y 方向：} s_y = \frac{13 \times 1.27}{1.509} = 10.94 \text{ cm}$$

取間距 s 為 10 cm，檢核間距是否超出下列三者之值：

$$s_{\max} = \min \begin{cases} \min(105, 135) / 4 = 26.25 \text{ cm} \\ 6 \times d_b = 21.48 \text{ cm} \\ 10 + (35 - h_x) / 3 = 18.22 \text{ cm} \end{cases}$$

因此，可以配置 D13@10cm 之橫向鋼筋，並以閉合箍筋或繫筋圍束每一根主筋。

若以 D16@10 cm 之橫向鋼筋設計，依式 (1) 計算結果為：

X 方向：

$$\frac{A_{sh,x}}{s} = 0.3b_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0.575 \text{ cm} ;$$

Y 方向：

$$\frac{A_{sh,y}}{s} = 0.3b_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0.756 \text{ cm}$$

依式 (2) 計算可得：

$$\text{X 方向：} \frac{A_{sh,x}}{s} = 0.09b_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} = 1.145 \text{ cm} ;$$

$$\text{Y 方向：} \frac{A_{sh,y}}{s} = 0.09b_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} = 1.505 \text{ cm}$$

取式 (1) 及式 (2) 之大值，結果如下：

$$\text{X 方向：} \frac{A_{sh,x}}{s} = 1.145 \text{ cm} ;$$

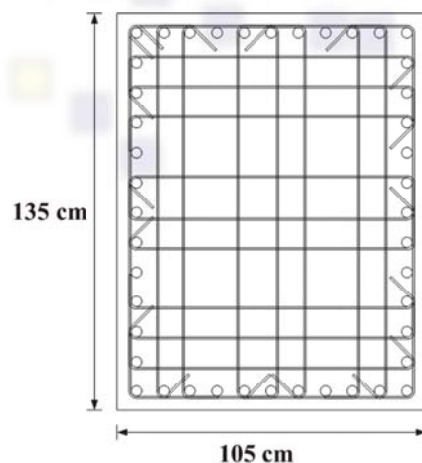
$$\text{Y 方向：} \frac{A_{sh,y}}{s} = 1.505 \text{ cm} , \text{ 計算結果仍由式 (2) 控制。}$$

考慮不以閉合箍筋或繫筋圍束每一根主筋，D16 橫向鋼筋之間距需求為：

$$\text{X 方向：} s_x = \frac{9 \times 1.98}{1.145} = 15.56 \text{ cm} ;$$

$$\text{Y 方向：} s_y = \frac{11 \times 1.98}{1.505} = 14.47 \text{ cm}$$

取間距為 10 cm，符合前述間距之規定。無論以 D13 或 D16 之橫向鋼筋配置所需之箍筋量均可符合現行規定，但採用 D16 之橫向鋼筋可不須將所有主筋以閉合箍筋或繫筋圍束，故決定以 D16@10 cm 方式配置橫向鋼筋。橫向鋼筋之配置建議如圖 6 所示：



主筋：44-D36；橫向鋼筋：D16@10 cm

圖 6 依美國 ACI 318-11 規範設計之橫向鋼筋配置

ACI 318-14 規範 (改版建議)

由於 $P_u = 3800 \text{ tf} > 0.3 A_g f'_c = 2381.4 \text{ tf}$ ，除須滿足現行規定，再須考量式 (5) 之計算結果：

X 方向：

$$\frac{A_{sh,x}}{s} = 0.2 b_{c,x} k_f k_n k_p \frac{f'_c A_g}{f_{yt} A_{ch}} = 1.473 \text{ cm}$$

Y 方向：

$$\frac{A_{sh,y}}{s} = 0.2 b_{c,y} k_f k_n k_p \frac{f'_c A_g}{f_{yt} A_{ch}} = 1.935 \text{ cm}$$

取式 (1)、式 (2) 及式 (5) 之最大值：

$$\text{X 方向：} \frac{A_{sh,x}}{s} = 1.473 \text{ cm} ;$$

$$\text{Y 方向：} \frac{A_{sh,y}}{s} = 1.935 \text{ cm} , \text{ 計算結果由式 (5) 控制。}$$

以耐震彎鉤 (箍筋或繫筋採 $\geq 135^\circ$ 彎鉤) 圍束每一根主筋，D13 橫向鋼筋之間距需求為：

$$\text{X 方向：} s_x = \frac{11 \times 1.27}{1.473} = 9.48 \text{ cm} ;$$

$$\text{Y 方向：} s_y = \frac{13 \times 1.27}{1.935} = 8.53 \text{ cm}$$

然而，若依現行規定計算所得之箍筋量配置 (D13@10 cm)，並無法滿足美國 ACI 318-14 規範 (改版建議) 之規定，必須重新調整配置。改採 D16 之橫向鋼筋，式 (5) 之計算結果：

X 方向：

$$\frac{A_{sh,x}}{s} = 0.2 b_{c,x} k_f k_n k_p \frac{f'_c A_g}{f_{yt} A_{ch}} = 1.468 \text{ cm}$$

Y 方向：

$$\frac{A_{sh,y}}{s} = 0.2 b_{c,y} k_f k_n k_p \frac{f'_c A_g}{f_{yt} A_{ch}} = 1.930 \text{ cm}$$

取式 (1)、式 (2) 及式 (5) 之最大值：

$$\text{X 方向：} \frac{A_{sh,x}}{s} = 1.468 \text{ cm} ;$$

$$\text{Y 方向：} \frac{A_{sh,y}}{s} = 1.930 \text{ cm} , \text{ 計算結果仍由式 (5) 控制。}$$

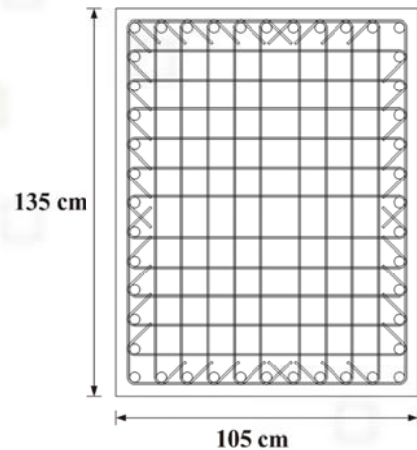
以耐震彎鉤 (箍筋或繫筋採 $\geq 135^\circ$ 彎鉤) 圍束每一根主筋，D16 橫向鋼筋之間距需求為：D16 橫向鋼筋之間距需求為：

$$\text{X 方向：} s_x = \frac{11 \times 1.98}{1.468} = 14.83 \text{ cm} ;$$

$$\text{Y 方向：} s_y = \frac{13 \times 1.98}{1.930} = 13.34 \text{ cm}$$

取間距 s 為 10 cm，符合前述間距之規定。

因耐震圍束箍筋量之需求增加，改採 D16@10 cm 方式配置橫向箍筋方能符合美國 ACI 318-14 規範 (改版建議) 之規定。橫向鋼筋之配置建議如圖 7 所示：



主筋：44-D36；橫向鋼筋：D16@10 cm
(每一根主筋均採 135° 耐震彎鉤)

圖 7 依美國 ACI 318-14 規範 (改版建議) 設計之橫向鋼筋配置

表 4 為分別採用美國 ACI 318-11 規範與 ACI 318-14 規範 (改版建議) 設計所得之耐震圍束箍筋配量之比較：

表 4 耐震圍束箍筋配置之比較

	ACI 318-11 規範	ACI 318-14 規範 (改版建議)
配置 D13@10 cm 橫向鋼筋	O.K. (須圍束每一根主筋)	N.G. (配置之箍筋量不足)
配置 D16@10 cm 橫向鋼筋	O.K. (不須圍束每一根主筋)	O.K. (須以耐震彎鉤圍束 每一根主筋)

增加橫向鋼筋之測試結果

美國 ACI 318-14 規範 (改版建議) 說明藉由增加圍束箍筋量可提升柱在承受高軸力作用下之變形能力，然而是否有相關研究支持前述論點。國震中心過去曾研究橫向鋼筋量多寡是否會影響承受高軸力柱之變形能力 [4]，將橫向鋼筋比由 0.75% 增加至 1.04%，相關測試參數可詳表 5，測試結果如圖 8 所示，當強度衰減至 80% V_{max} 時，層間位移比達到 3.1%，顯示較多橫向鋼筋確實有助於提升柱在承受高軸力作用下之變形能力，測試結果支持美國 ACI 318-14 規範 (改版建議) 之論述。

表 5 增加橫向鋼筋之橫簾柱試體相關測試參數 [4]

斷面尺寸	60 cm × 60 cm
混凝土抗壓強度 f'_c	280 kgf/cm ²
垂直鋼筋降伏強度 f_y	4200 kgf/cm ²
橫向鋼筋降伏強度 f_{yt}	4200 kgf/cm ²
垂直鋼筋比 ρ_g	2.25%
橫向鋼筋比 ρ_s	1.04%
$P/A_g f'_c$	0.58

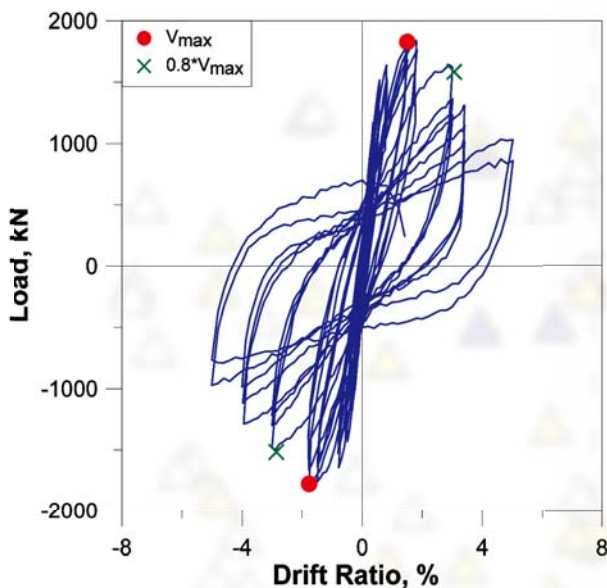


圖 8 增加橫向鋼筋之橫簾柱試體測試結果 [4]

ACI 318-14 規範較嚴格

美國 ACI 318-14 規範（改版建議）新增高軸力作用下或使用高強度混凝土時之耐震圍束箍筋量設計公式，設計公式中同時採納軸力影響及彎鉤有效性等參數，而相關配置細節更為嚴苛，以改善目前美國 ACI 318-11 規範之不足處。由示範例可以看出美國 ACI 318-14 規範（改版建議）之耐震圍束箍筋量之需求較美國 ACI 318-11 規範之規定多，且每一根主筋均須以耐震彎鉤加以圍束。

本文所提之改版建議仍待美國 ACI 318 規範委員會召開公聽會加以討論，相關條文內容將視討論結果而定。

參考資料

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 2011.
2. Elwood, K. J., Maffei, J. M., Riederer, K. A., and Telleen, K., "Improving Column Confinement - Part 1: Assessment of Design Provisions," Concrete International, Vol. 31, No. 11, pp. 32-39, 2009.
3. Berry, M., Parrish, M., and Eberhard, M., "PEER Structural Performance Database User's Manual," Pacific Earthquake Engineering Research Center Report, Version 1.0, University of California, Berkeley, February 2004.
4. Hwang, G. J., Hwang, S. J. and Shen, W. C., "Design of Seismic Confinement of RC Columns," NCREC Research Report, NCREC-13-032, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taiwan, 2013.
5. Hwang, S. J., Hwang, G. J., Chang F. C., Chen, Y. C., and Lin K. C., "Design of Seismic Confinement of Reinforced Concrete Columns Using High Strength Materials," Reinforced Concrete Columns with High Strength Concrete and Steel Reinforcement, SP-293, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 2.1-2.14, 2013.
6. Canadian Standards Association, "Design of Concrete Structures," CSA A23.3-04, Mississauga, ON, Canada, 2004.
7. Standards Association of New Zealand, "Concrete Structure Standard," NZS 3101, Wellington, New Zealand, 2006.
8. ACI Committee 318, "Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 2014.
9. Paultre, P., and Légeron, F., "Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 134, No. 5, pp. 738-749, 2008.

因應規範發展潮流之配筋細節探討

陳奕信／永峻工程顧問股份有限公司總經理

我國鋼筋混凝土房屋結構的配筋處理與應用往往依循著耐震規範的演進而發展，早期結構設計在無耐震設計概念時，地震力受到受到日本的影響，係以 0.1W 的震力係數方式進行設計，此一階段的設計配筋是以工作應力的彈性設計為基礎進行考量，此時尚缺乏韌性發展的概念，故配筋設計僅要求符合工作載重的組合需求即可。而隨著 ACI 318 設計規範的引入，並透過我國土木水利工程學會混凝土工程委員會的積極推動，設計規範開始進入強度設計法的應用，在構件細部設計上亦開始考慮結構非線性行為的可能破壞模式。

設計與施工·不宜「張冠」配「李戴」

此後 RC 設計主要依循 ACI 318 的一系列設計規範，並陸續落實於我國的 RC 設計規範與工程應用，然因 ACI 等美系配筋細節相較於日本體系的配筋應用，其圖說較少標準化的規定，且受到地緣等因素的影響，故早期 RC 工程的配筋細節與施工應用反而受到日本施工環境的影響較多，究其原因乃美國規範對於鋼筋的細節交代較少，而坊間甚易取得大量的日本鋼筋工程圖說的翻譯書籍，故受到日本施工技術的影響，相關配筋工程的施工處理自然受到日系的影響頗巨。此種設計規範依循美國 ACI 318 但施工細則另依循日規的特殊現象，常造成施工實務的差異與困擾。

日本早期結構設計雖然設計地震力相較台灣為高，但對於韌性細節的考慮反而不若美國的考慮詳盡，但自神戶地震後，日本對於耐震配筋細節則日益重視，但坊間的許多配筋施工的書籍因較為老舊而不合時宜，加上美、日配筋細節受到韌性要求的不同而有落差，日系的許多配筋細節未必符合我國 RC 設計的要求。但時至今日，受到建築高層化的影響，高層 RC 建築的需求日增，因此超高強度鋼筋與混凝土材料的

應用在日本快速發展，其對應的施工細節要求反而有部分凌駕於美規之處。

由於台灣地處高地震危害的區域，RC 結構的配筋細節極其重要，但鑑於符合我國鋼筋混凝土設計規範的配筋施工參考書籍較少，為期能正確落實配筋施工品管工作，中華民國結構工程學會等單位於去年底共同編著出版「房屋結構鋼筋施工綱要與品管」乙書 [1]，針對我國規範的內容，將 RC 結構的耐震細節、材料及各部構材的施工處理流程及配筋施工等常見問題進行說明。本文將配合其韌性相關配筋細節部分，說明其因應規範發展的演進背景與設計考量。

早期配筋設計方法的缺失

在設計方法的發展初期，大多數的老舊建築物是採用工作應力法 (Working Stress Design, WSD) 來進行配筋設計，此一階段的鋼筋設計方法有下列幾項重要缺失：

■ 軸力構件無鋼筋圍束概念

根據研究顯示，混凝土在圍壓作用下，如圖 1 所示，可提高混凝土的抗壓強度並顯示最佳的韌性行為，在遭受地震的高軸壓作用下，外圍箍筋的外部保護層因缺乏箍筋的圍束，故保護層混凝土在達極限應變及反覆應力作用下，其保護層將產生剝落而喪失強度貢獻。軸力構件配置緊密圍束橫向箍筋的主要目的之一即在藉由圍束鋼筋對混凝土抗壓強度的提昇貢獻足以補償柱保護層剝落的抗壓損失。因此圍束鋼筋的數量計算是結構柱耐震設計中相當重要的一個環節。由於矩形柱的有效圍束面積實際上會受到箍筋與繫筋的相鄰間距影響 (如圖 2 所示)，因此規範 [2] 要求箍筋與繫筋應至少每隔一根主鋼筋配置，且相鄰各肢之中心距不得超過 350mm，柱橫向箍筋之縱向間距不得超過 150 mm，此些規定皆與確保柱的有效圍束面積有

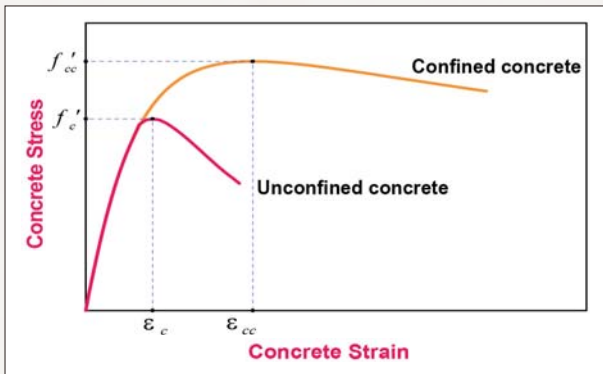


圖 1 混凝土有無圍壓作用之應力—應變曲線

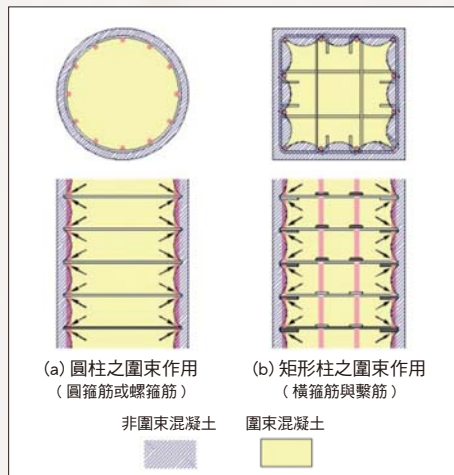


圖 2 箍筋與主筋提供柱之圍束作用

關。顯見高軸力構件的圍束橫向箍筋配置要求對於韌性配筋的規範發展上，著實扮演著極其重要的角色。

■ 輕視續接位置的重要性

柱縱向主筋之可採搭接、銲接或鋼筋續接器方式續接。早期工程以採用搭接方式為主，規範 [2] 要求耐震構材之柱主筋續接位置應在低應力區域，因此縱向鋼筋若採搭接時，須在柱淨高之中央 1/2 範圍。在早期耐震配筋觀念較為不足的年代，鋼筋搭接位置基於施工方便性考慮，往往由樓板面即開始進行搭接，由於搭接處位於柱下端的高應力區，加以缺乏在搭接段配置橫向圍束鋼筋，因此從 921 地震中不難發現此種災害案例，圖 3 照片的案例即是在樓板面開始進行搭接的錯誤案例，同時其下層鋼筋錯位造成混凝土保護層不足，加上無配置橫向鋼筋提供圍束，將使柱之縱向主筋無法發揮應有的強度。圖 4 的照片破壞案例即是此一情形，由於搭接位置錯誤及橫向鋼筋不足等眾多因素，故在柱主筋的外保護層受壓剝落後即迅速喪失鋼筋握裹能力，使結構柱產生搭接處瞬間拉離破壞，使整體建築結構產生傾倒崩塌。



圖 3 柱筋搭接錯誤例



圖 4 柱筋搭接破壞案例

■ 搭接處無橫向鋼筋的束制觀念

鋼筋的搭接或伸展長度範圍若有橫向鋼筋提供圍束效應，則其握裹強度也會提高，尤其當柱之外圍保護層剝落後，其橫向鋼筋的圍束效應將更形重要。雖然在設計上可能已配置有許多的縱向主筋來提供設計強度，但若搭接處並無配置足夠圍束鋼筋時，在缺乏橫向鋼筋的束制作用下，縱向鋼筋常在未達降伏強度之前，已經因混凝土的剝離而形成握裹強度的喪失，造成鋼筋搭接處的脫離破壞。因此 RC 規範 [2] 要求耐震柱之縱向主筋搭接除僅容許於於構材淨長之中央 1/2 內，尚應考慮為拉力搭接，此搭接段並應配置橫向圍束鋼筋，來增加其抵抗反覆應力的能力。

■ 弱剪強彎的設計缺失

因一般採用工作應力法設計梁配筋之撓曲鋼筋量往往較採用強度設計法者為多，使許多人有工作應力法較安全保守的觀念，然就剪力的角度而言，此觀念並不正確 [3]，即使在設計上不考慮因構件端部產生塑性鉸所衍生之剪力控制的韌性設計概念，單就工作應

力法設計所得的實際剪力強度常低於強度設計法所得者，而工作應力法之撓曲鋼筋量往往又高於強度設計法，故以工作應力法設計之建築物更易造成剪力控制破壞的機制，而形成脆性剪力破壞的現象。

■ 梁柱接頭區箍筋配置的疏忽

由於梁柱接頭箍筋的綁紮步驟較為繁瑣，因此常有工人因無法掌握接頭箍筋配置程序，而遺漏梁柱接頭區的箍筋配置，而 921 地震的諸多震害案例中有為數眾多的建築即因梁柱接頭區未配置箍筋而造成接頭節點產生剪力破壞。由圖 5 及圖 6 的接頭破壞案例可發現接頭節點破壞後，相連構件的端部也就連帶喪失承載強度，進而造成端部錨定失敗，而容易衍生整體結構的穩定問題。



圖 5 接頭未配置箍筋之破壞例 (1)



圖 6 接頭未配置箍筋之破壞例 (2)

RC 結構的耐震設計概念要點

我國耐震設計的基本原則，係使建築物能達到小震不壞、中震可修、大震不倒的設計要求，雖然耐震設計分別考慮了三級地震的震害控制，但目前實務上仍以彈性階段的結構分析模型進行設計為主。雖然設計規範基於經濟性考量，在中、大地震時可容許進入降伏狀態，但同時也須考慮對抗罕遇地震的可能崩塌破壞，故對於結構系統進入非線性階段的韌性發展機制與構件韌性需求也就必須特別注重。

就設計方法來比較，工作應力法 (Working Stress Design, WSD) 是以彈性階段的容許應力為基準來進行線性反應的分析與設計，故較難藉由此類設計方法明確掌握構件的韌性發展機制與行為，因此其應用也就日漸式微而逐漸由強度設計法 (Ultimate Strength Design, USD) 所取代。強度設計法則是以斷面計算強度為出發，透過載重因數與強度折減因數的引入，來確認設計強度是否滿足需求，由於此設計方法較能掌握構件的強度與行為特性，並可合理推估極限狀態下的韌性行為強度需求，適合作為反應非線性行為的構件設計方法，故成為目前 RC 規範應用的設計方法主流，而自 ACI 318-02 起，對載重因數與強度折減因數則做進一步的修訂，採用更為合理的因數，同時限制淨拉應變來控制斷面最大鋼筋比，以確保構件最低的韌性能力。ACI 318-02 的此一變革亦已納入目前「混凝土結構設計規範」的版本之中。

除了前述的設計方法變革外，在結構設計的韌性發展機制上，尚須依據構件的韌性能力，考慮構件降伏的優先順序，因此 RC 結構耐震設計概念上就須掌握下列幾項要點：

■ 強節弱桿

對於梁柱構架而言，所謂「節」即是指梁柱接頭，由於梁柱接頭銜接來自上下柱與兩方向大梁的桿件 (構件)，若梁柱接頭強度低於梁柱構件強度時，單一節點的破壞會造成所有連接桿件的強度失效，甚至產生穩定的問題，因此在梁柱接頭的設計概念上，須檢核構架接頭的剪力計算強度，以確保『強節弱桿』的結構行為。而對於梁柱接頭的耐震韌性配筋而言，因構架系統梁柱縱向主筋的錨定主要在梁柱接頭區進行，因此梁、柱主筋的錨定或伸展處理細節至為重要，也因為常有眾多主

筋須集中於接頭錨定的情況產生，加以圍束箍筋的配置也造成鋼筋施工的困難，接頭區的鋼筋處理細節與錨定方法的改良常是鋼筋施工品管的重點之一。

■ 強柱弱梁

由於 RC 構件在較高軸力作用下，其韌性行為較差，而且當柱兩端同時產生塑鉸後，在垂直載重作用下，易因 P- Δ 效應而逐漸喪失穩定性。因此設計上須提高柱的彎矩強度，以降低柱產生降伏的可能性，因此在設計規範的耐震特別規定中，特別要求連接於接頭各柱之計算彎矩強度的總和應大於各梁之計算彎矩強度總和的 1.2 倍，以符合『強柱弱梁』的要求。雖然強柱弱梁的考慮主要是強度的考慮，但就耐震韌性配筋的處理層面，通常梁柱接頭區是以柱斷面做為配筋延伸的主體，同時仍須考慮柱的軸壓作用影響，配置柱之橫向圍束箍筋，以確保滿足強柱弱梁的條件。

■ 強剪弱彎

與鋼骨構件有所不同的是，就鋼筋混凝土構件而言，其剪力破壞多屬脆性行為，因此耐震 RC 結構的梁柱構件降伏模式，一般考慮優先產生彎矩降伏機制來避免剪力破壞產生，故設計上之梁、柱剪力須依據構件端部產生的最大塑性彎矩強度來計算可能的剪力強度，並據以計算剪力鋼筋的需求，來避免非韌性的剪力破壞。而『強剪弱彎』的目的即在確保消能機制能藉由韌性行為良好的梁端彎矩塑鉸來提供變形消能作用。而對於耐震韌性配筋的處理而言，須注意主筋的伸展、錨定、截斷位置與續接的處理，以確保彎矩強度的發揮；而箍筋配置除依據最大可能的剪力強度進行設計外，箍筋的施工細節須注意箍筋的形式（包含彎鉤處理與排置方法）、圍束區或端部閉合箍筋之長度範圍、箍筋的位置與間距等，以提供設計所須的剪力強度。

為確保『強剪弱彎』的韌性行為，有時也需要特別注意結構主要構件是否受到垂壁或窗台的束制影響。圖 7 與圖 8 的震害照片即是結構柱受到垂壁或窗台的束制作用，由於結構分析時並未確實反映垂壁與窗台的影響，故長、短柱產生變形的有效高度與設計條件常有所差異，使短柱的勁度高於設計值，實際所分配的地震剪力也就超出預期，故產生短柱效應的破壞現象，加上早期建築並無配置緊密的橫向箍筋，因此常見 X 形裂縫的剪力破壞。



圖 7 短柱效應的破壞例



圖 8 短柱剪力破壞例

■ 強壓弱拉

由於混凝土受壓達極限強度後呈現脆性破壞行為，而鋼筋受拉降伏變形則有良好的延展性，因此 RC 梁之斷面設計時，為使構件能有足夠韌性，若在受壓混凝土達到規定極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變控制最好能大於或等於 0.005 以上（規範稱此為拉力控制斷面，此為鋼筋降伏應變兩倍以上），則該斷面破壞前可產生大變形量或裂縫，將有充分的預警作用。反之若最外受拉鋼筋之淨拉應變小於或等於壓力控制應變界限，此時該斷面可能產生欠缺預警之瞬間脆性破壞。因此斷面設計應依據『強壓弱拉』的原則，控制斷面設計為『拉力控制斷面』，此目標一般藉由拉力鋼筋比的上限控制與提供適當的壓力鋼筋來達成，故規範除要求拉力鋼筋比不得大於 $(f'_c + 100) / (4f_y)$ (f'_c 、 f_y 單位：kgf/cm²)，亦不得大於 0.025；另撓曲構材在梁柱交接面及其它可能產生塑鉸位置，使用壓力鋼筋來強化混凝土壓力區，其壓力鋼筋量不得小於拉力鋼筋量之半。由於『強壓弱拉』的考慮主要

是基於斷面韌性設計的考慮，因此對於鋼筋施工細節的影響也就相對較小。

雖然上述的 RC 結構耐震設計概念大多已落實於設計規範中，但對 RC 結構的施工面上，仍須注意相關之配筋細節，方能充分發揮鋼筋混凝土的材料強度與韌性，以確保整體結構的韌性行為。以下各節將就耐震配筋的重要項目說明其配筋細節因應規範發展潮流的演進過程與處理細節。

耐震配筋的重點

台灣位於歐亞板塊及菲律賓海板塊交界處，地震活動頻繁，結構系統須具備足夠的韌性容量來消散中大地震所帶來的能量，因此無論在設計與施工細節皆應特別注意，以避免產生脆性破壞而影響結構的韌性發展，也由於 RC 結構配筋施工或配筋細節的疏失與錯誤，常會造成嚴重的地震危害，因此須在施工面確實依據配筋細節妥善施作，以確保結構的韌性發展，並提高結構整體的耐震能力。

國內有關耐震梁柱配筋細節的處理主要是參考美國 ACI 315-99 「Details and Detailing of Concrete Reinforcement」 [4] 的相關圖說為基礎，圖 9 及圖 10 的圖示中分別簡述了 ACI 315-99 對於梁、柱構件主要的耐震韌性配筋相關規定。

但在圖 9 的梁韌性細節圖示中，因許多尺寸（上下主

筋之截斷點、耐震箍筋之配置範圍等）仍須交由結構工程師決定並提供，此與國內慣用以標準圖統一標示尺寸的方式有所不同，國內常見之大梁縱向主筋截斷位置與箍筋之標準配置圖大多以類似圖 11 及圖 12 的方式呈現。

圖 10 的柱韌性細節圖示中，大多與國內的規範與標準圖說一致，而主要差異在於目前規範對於鋼筋續接位置的規定與圖 10 的 ACI 315-99 處理圖示已有所不同，其差異處將於後續文內另行說明。

國內因鋼筋混凝土設計規範主要沿襲 ACI 318 的變革而來，故除部分配筋施工圖說受到日本施工技術常規的影響外，重要的耐震配筋細節規定通常依循著 ACI 318 的變革腳步進行，而自 ACI 318-77 [5] 開始在附篇 A 「耐震設計之特別規定」中納入耐震設計的配筋規定後，國內許多配筋圖說也就參照 ACI 318-77 及後續版本 [6,7,8]，將耐震韌性配筋的相關規定納入結構配筋圖說中。

自 ACI 318-77 以來，RC 結構耐震韌性配筋細節主要有幾個重要的發展議題：

- 圍束箍筋的配置
- 續接處理的要求
- 梁柱接頭的鋼筋錨定處理
- 機械式續接與擴頭鋼筋（機械式錨頭）的應用
- 預組與預鑄工法

這些議題將分別於後續章節依序進行說明。

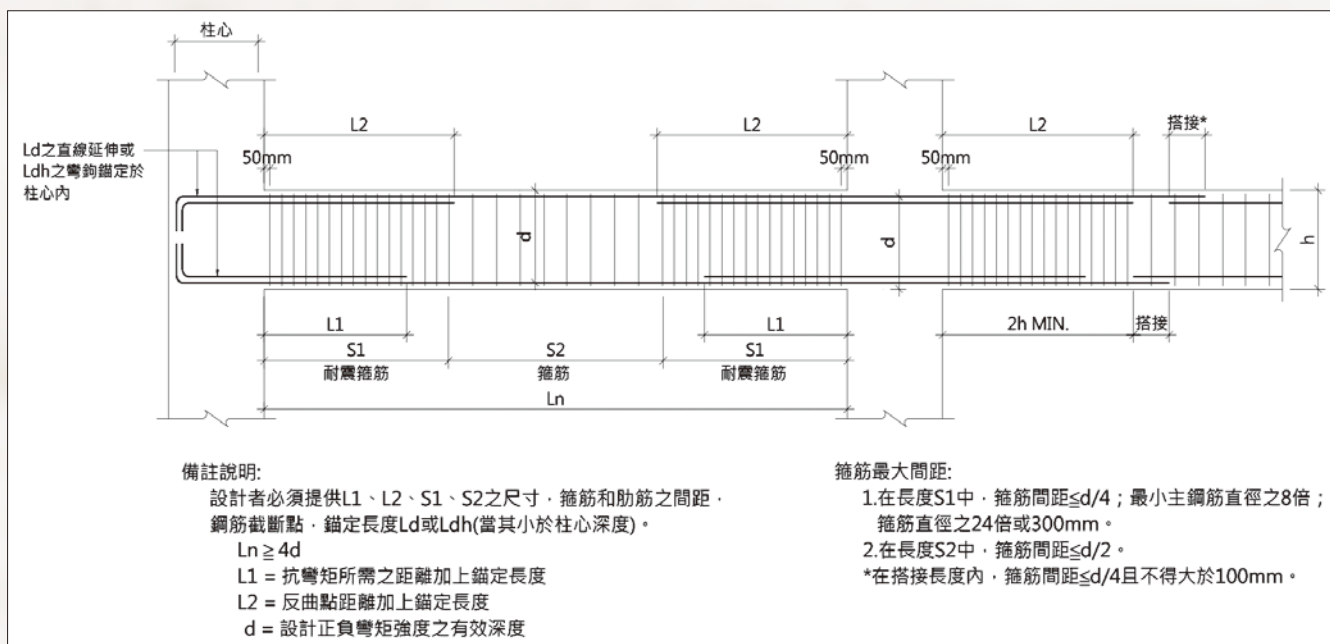


圖 9 ACI 315-99 的梁耐震韌性配筋細節

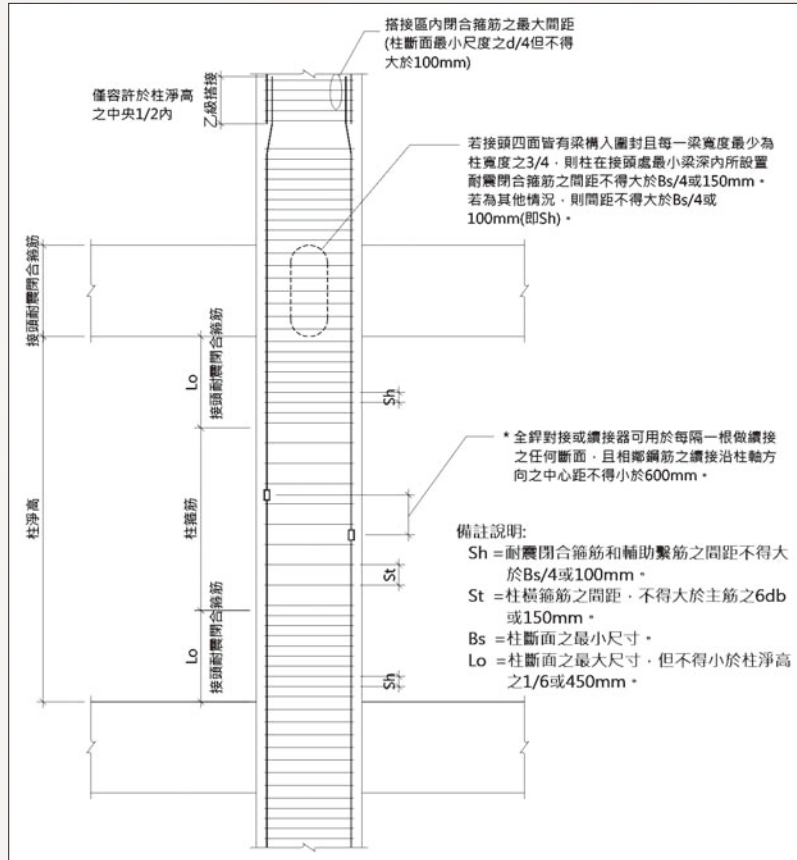


圖 10 ACI 315-99 的柱耐震韌性配筋細節

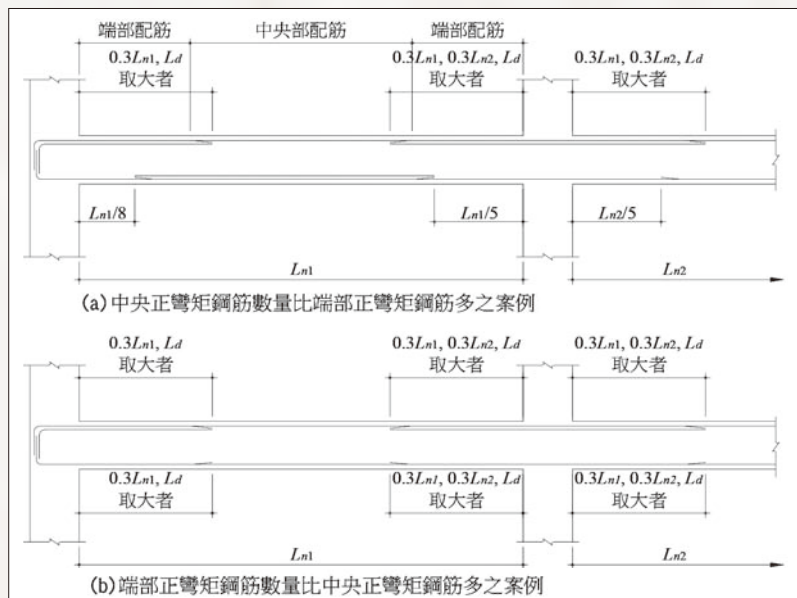


圖 11 大梁縱向主筋之截斷位置圖

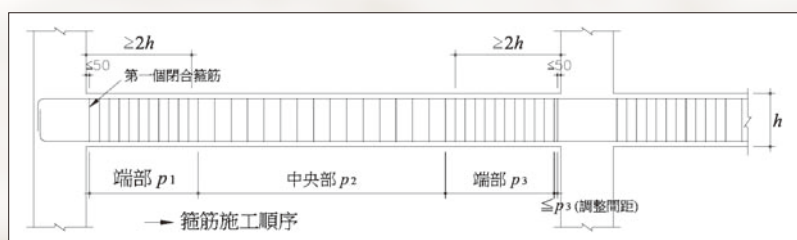


圖 12 梁箍筋之標準配置圖

圖束箍筋的配置

箍筋的作用除了提供抗剪與抗扭能力、限制裂縫的發展及提供縱向鋼筋搭接伸展的橫向圍束作用外，在軸力構件的耐震行為上，藉由箍筋的核心圍束作用尚可提高混凝土的抗壓強度與韌性（如圖 1 所示），同時箍筋（繫筋）亦能提供縱向主筋的固定與橫向支撐作用。圖 1 中之無圍束作用的混凝土應力在達到最大抗壓強度 f'_c 後，強度會迅速衰減；反之具良好圍束的混凝土強度不僅可提高至圖示之 f'_{cc} 外，其達到最大抗壓強度後之應力衰減行為較為緩和，且可提供更大的極限應變量，來提高構件的韌性，因此耐震構件常藉由箍筋的圍束作用來提昇構件的韌性能力。同時，柱核心區受壓時，會產生向外擠壓的力量，若無繫筋等提供橫向支撐作用，則會使縱向鋼筋容易產生挫屈破壞，因此規範要求繫筋兩端均須圍繞於縱向鋼筋，並配合前述之橫向與縱向間距要求，以提供縱向鋼筋的固定與橫向支撐之用。

由於圍束箍筋在結構柱的耐震韌性行為中扮演非常重要的角色，故其外箍筋與繫筋的施作細節及其圍束作用的有效性也就必須特別重視。在早期 ACI 318-77 [5] 的版本中（圖 13），其輔助繫筋彎鉤為兩端 180° 彎鉤，但容許以 180° 彎鉤鉤住外部閉合箍筋並緊靠主筋的方式施作，且輔助繫筋彎鉤的保護層容許降低至 13mm，但在 ACI 318-83 [6] 的下一版本中即取消此種作法，並要求繫筋之兩端均須圍繞於縱向鋼筋，並間隔換端。而在繫筋的施作細節上則規定：「一連續鋼筋，其一端具耐震彎鉤；另一端為至少 90° 之彎鉤，且彎後至少直線延伸 6db。各彎鉤均須圍繞縱向鋼筋。鉤住同一主筋相鄰各繫筋之 90° 與 135° 彎鉤應交替排置」，此一作法仍沿用至目前的 ACI 318-11 [8] 版本，我國規範即採用相同規定，圖 14 則為目前國內常

見的圍束箍筋配置形式。雖然繫筋一端的 90°彎鉤主要有工作性的考量，但其有效性常受到質疑，而 ACI 318-11 於 R21.6.4.2 之解說中闡述：「繫筋 90°彎鉤在提供圍束的效果上並不若 135°彎鉤或閉合箍筋，但試驗顯示繫筋之 90°彎鉤若在交替排置下，將能提供足夠的圍束作用」，但目前日本、紐西蘭等國規範 [9,10] 尚無柱繫筋一端採用 90°彎鉤的做法，隨著超高強度混凝土的應用，在高軸壓力下的箍筋及繫筋有效性更為重要，由於日本 New RC 的應用上，其繫筋兩端皆採用 180°彎鉤，根據國內試驗結果，其軸壓行為比前述 ACI 規範的繫筋彎鉤具有較佳的圍束行為，故當有 90°彎鉤存在時，其高軸壓力下的圍束箍筋用量應考慮酌予增加。

續接處理的要求

規範規定耐震柱之鋼筋搭接，如圖 15(a) 所示，僅容許於構材淨長之中央 1/2 內，並應考慮為拉力搭接，此外並應配置橫向圍束鋼筋。而早期常見柱錯誤的搭

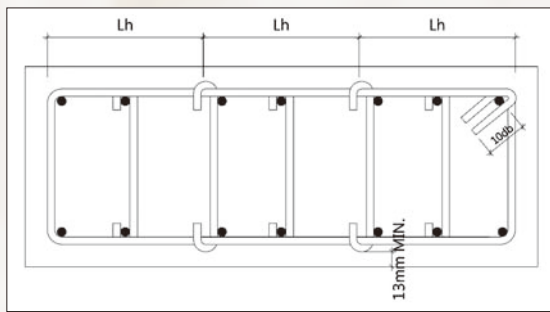


圖 13 ACI 318-77 的圍束箍筋配置圖

接方式為在樓版面以上的高應力區直接進行搭接，且未依規範規定配置符合間距與數量的圍束鋼筋，使得柱端在反覆地震作用下，當柱面保護層剝落後，因柱筋缺乏橫向鋼筋的保護與圍束，造成柱筋迅速拔出而斷開破壞的現象。圖 4 及圖 16 的照片即為鋼筋拉力搭接破壞的案例，由於早期建築常未配置圍束箍筋，加上箍筋端部僅以 90°彎鉤施作，在保護層剝落時，常將 90°彎鉤順勢拔開，造成鋼筋與混凝土之間的握裹能力喪失，使鋼筋無法發揮應有的強度而拔脫破壞。

當柱鋼筋之搭接若使用偏折處理時，其鋼筋偏斜部份之斜度不得大於 1:6，鋼筋偏折處須用橫箍筋、螺箍筋做橫向支撐，提供適度加強作用，並應進行箍筋橫向支撐分力的檢討。偏折主筋須事先加工彎折，對於較大直徑主筋採偏折搭接時，若有主筋定位或箍筋固定綁紮問題時，可於彎折處配置施工縱向筋與上下主筋綁紮固定。

由於鋼筋搭接處理較為繁雜，目前國內柱縱向鋼筋大多如圖 15(b) 改採鋼筋續接器續接，且多以 SA 級鋼筋續接器進行續接，因其性能可符合規範第二類機械式續接之規定，故依據規範規定可准許使用於任何位置，同時相鄰鋼筋也無須錯位。雖然規範可准許 SA 級鋼筋續接器使用於任何位置，但續接器若能參照「混凝土結構設計規範」第 5.16.4.1 條之規定，將相鄰續接器位置錯開 600 mm 以上，並配置在柱淨高中央

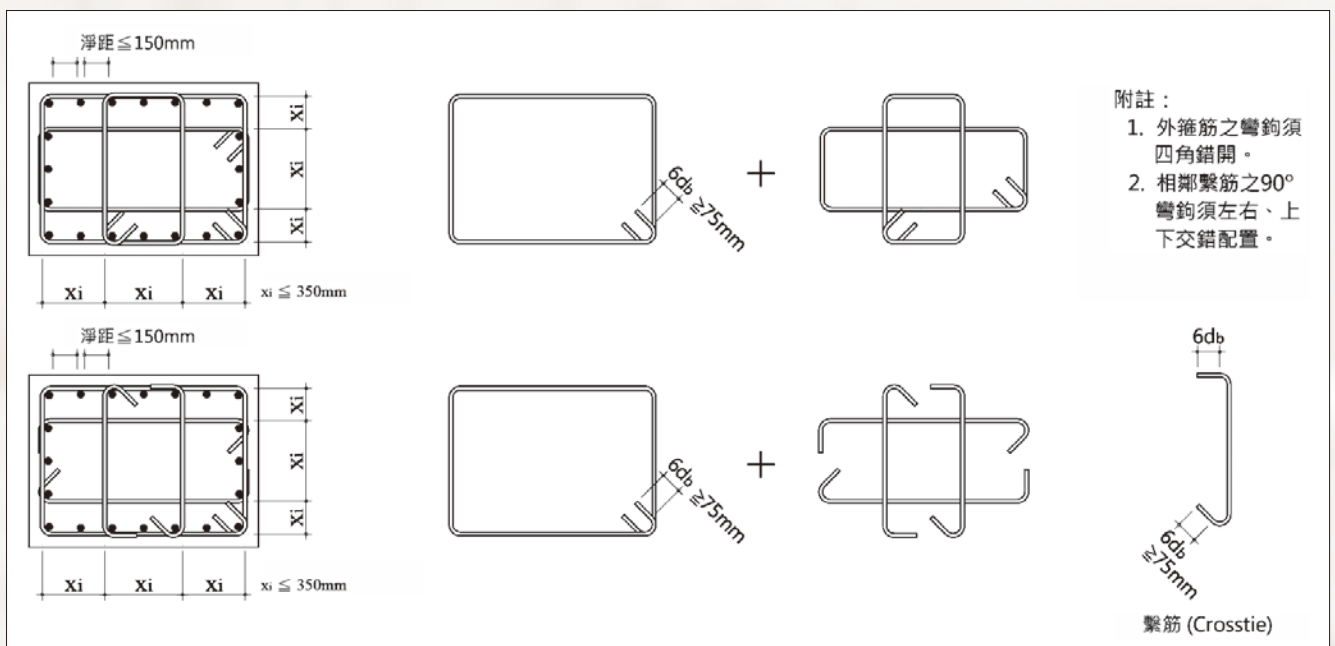


圖 14 圍束箍筋配置圖

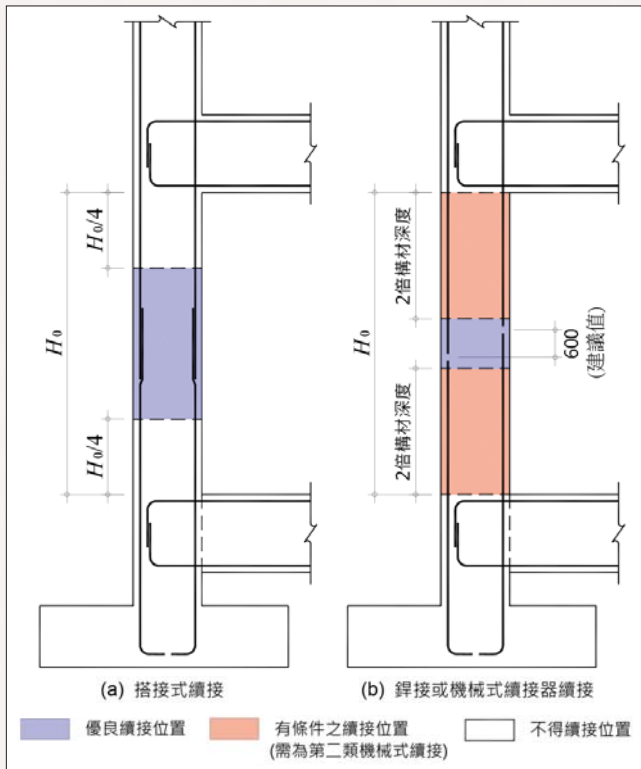


圖 15 柱縱向鋼筋續接位置



圖 16 繫筋 90°彎鉤拉開破壞



圖 17 梁筋錨定不足破壞

1/2 範圍內，或採用隔根隔層續接的方式處理，將可提高續接的安全性，並降低製造及施工品質等不確定性之影響。

梁柱接頭的鋼筋錨定處理

依據規範規定，梁柱接頭區之上下層梁主筋之彎鉤錨定除應錨定於柱圍束核心內且長度 $\geq Ldh$ 外，並應延伸至柱圍束核心區之另一面。圖 17 的破壞案例即為梁之主筋錨定長度不足而造成構件拔出掉落的現象。

當梁筋須終止於梁柱接頭區時，梁主筋必須以彎鉤或擴頭鋼筋（機械式錨頭）等方式於梁柱接頭區內進行梁筋錨定。當採用 90° 標準彎鉤錨定時，梁主筋之彎鉤方向，應如圖 18 之左圖所示，上層筋之彎鉤向下彎折，下層筋則應向上彎折。除採 90° 彎鉤外亦可採 180° 彎鉤，但對於直交梁之配筋會有妨礙，因此鋼筋端部以 90° 標準彎鉤處理成為基本的錨定方式。當標準彎鉤有施工困難時，亦可改採圖 18 右圖之擴頭鋼筋的機械式錨定方式。惟擴頭鋼筋之拉力伸展長度 Ldt 與適用原則，在國內相關規範未正式頒布前，應依據 ACI 318-11 12.6 節之規定或相關試驗報告，經結構設計單位同意後使用。

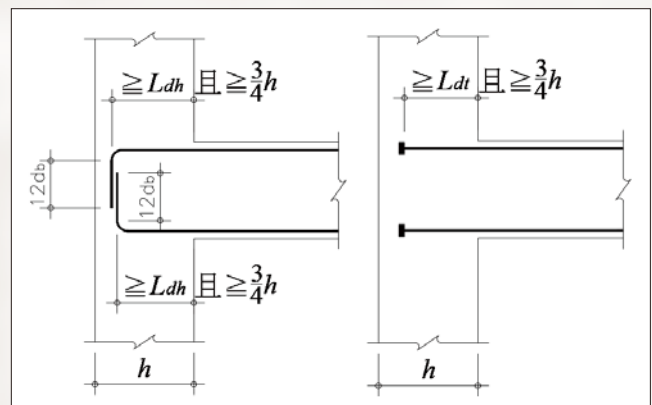


圖 18 梁柱接頭區之梁筋伸展與錨定

梁柱接頭區之主筋端部彎鉤錨定位置，依據規範規定，應延伸至柱圍束核心區之另一面。上下層主筋之彎鉤錨定長度應 $\geq Ldh$ ，且除施工確有困難外，彎鉤錨定長度應大於 3/4 柱深且儘可能錨定於遠端。

頂層外柱等 L 形接頭之梁上層鋼筋彎鉤處理與一般樓層略有不同，因梁柱接頭區之梁筋水平段部分因缺乏足夠橫向拘束來傳遞握裹力，因此上層鋼筋之最

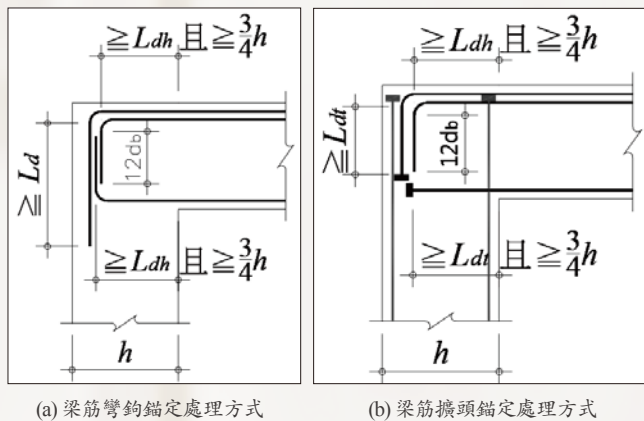


圖 19 頂層 L 形柱頭區之梁筋處理

外層鋼筋如圖 19(a) 所示，於 90° 彎轉後之直線延伸長須 $\geq L_d$ 。上層鋼筋採雙層配筋時，第一層筋彎鉤部分之直線延伸長須確保 $\geq L_d$ ；第二層筋以 90° 標準彎鉤錨定之。

對於一般樓層梁柱接頭區之梁筋可以擴頭鋼筋取代 90° 標準彎鉤，但有關鋼筋擴頭的規格與擴頭鋼筋保護層、相鄰鋼筋淨距等，仍應依據相關規範與試驗報告之規定辦理。

頂層外柱等 L 形接頭之梁上層鋼筋之最外層鋼筋，不可將梁之鋼筋端部直接以擴頭鋼筋終止，但可如圖 19(b) 之做法，於 90° 彎轉後，以擴頭鋼筋直線延伸至擴頭鋼筋之拉力伸展長度 L_{dt} 以上。

當屋頂為平屋頂而無柱頭延伸時，考慮接頭的施工性，無論頂層梁柱接頭區之柱筋以 90° 或 180° 標準彎鉤或擴頭鋼筋方式錨定，一般皆將彎鉤或擴頭部置於頂層梁筋下方。但因接頭區之箍筋通常以柱箍筋為主體配置，因此在兩向梁筋交會處之柱頂區域並無橫向鋼筋對梁主筋提供拘束力，故應於柱頂處配置如圖 20 之 \square 型圍束鋼筋。

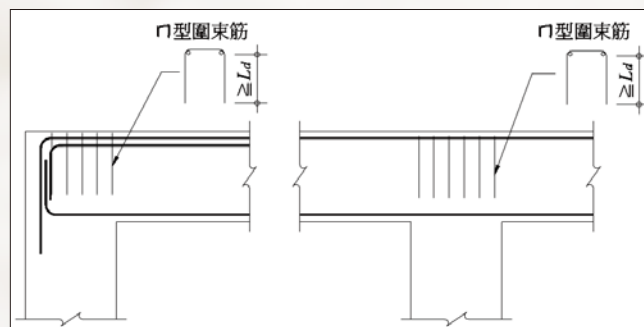


圖 20 頂層柱頭區之梁筋 \square 型圍束鋼筋

機械式續接與擴頭鋼筋（機械式錨頭）的應用

由於台灣地處強震帶，且限於空間使用，因此梁、柱的主筋配置往往甚為壅塞，尤其是搭接段及梁柱接頭區的錨定最為明顯。當梁、柱的配筋量較多時，搭接段或梁柱接頭區的密集鋼筋除造成施工困難外，也因混凝土的澆灌不易而常造成施工品質的瑕疵，而更甚者則因鋼筋排置不易而有任意斷筋、減筋或提前錨定的現象，致使構件強度嚴重喪失。故為減少搭接段及梁柱接頭區的鋼筋排置問題，目前鋼筋施工的應用潮流為朝向以機械式續接取代搭接，及以機械錨頭取代彎鉤錨定的方式處理。

目前國內柱縱向鋼筋的續接大多已採用 SA 級鋼筋續接器進行續接，而大梁亦有部分案例也採行鋼筋續接器的續接方式，而目前尚須特別推展的是梁柱接頭區擴頭鋼筋（機械式錨頭）的錨定方式，由圖 21 的圖例比較可發現採用左圖之擴頭鋼筋的錨定方式可有效解決接頭區的鋼筋壅塞問題。

由於目前我國的混凝土結構設計規範尚未納入擴頭鋼筋的應用，但 ACI 318-08 12.6.2 節 [7] 開始納入擴頭鋼筋的規定，惟其鋼筋淨間距規定較為嚴苛，故目前耐震構件的應用以頂層柱頭的柱筋錨定應用較多。

預組與預鑄工法

台灣目前興建的超高層建築物主要都是採用鋼骨（Steel）或鋼骨鋼筋混凝土（Steel-Reinforced Concrete, SRC）構造為主，但因 SRC 構造的構築時間、造價以及施工複雜性等因素，故在日本國內採用 SRC 構造的建築也逐漸減少，反而由採用超高強度鋼筋搭配超高

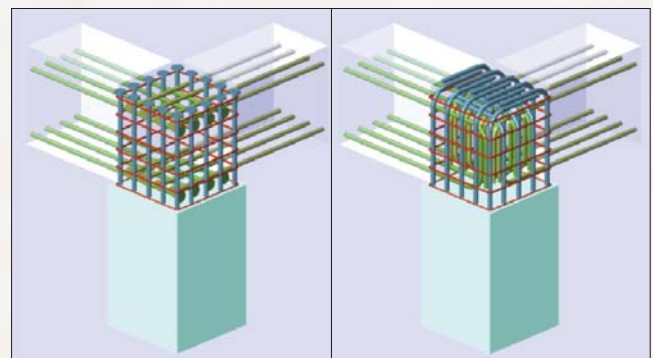


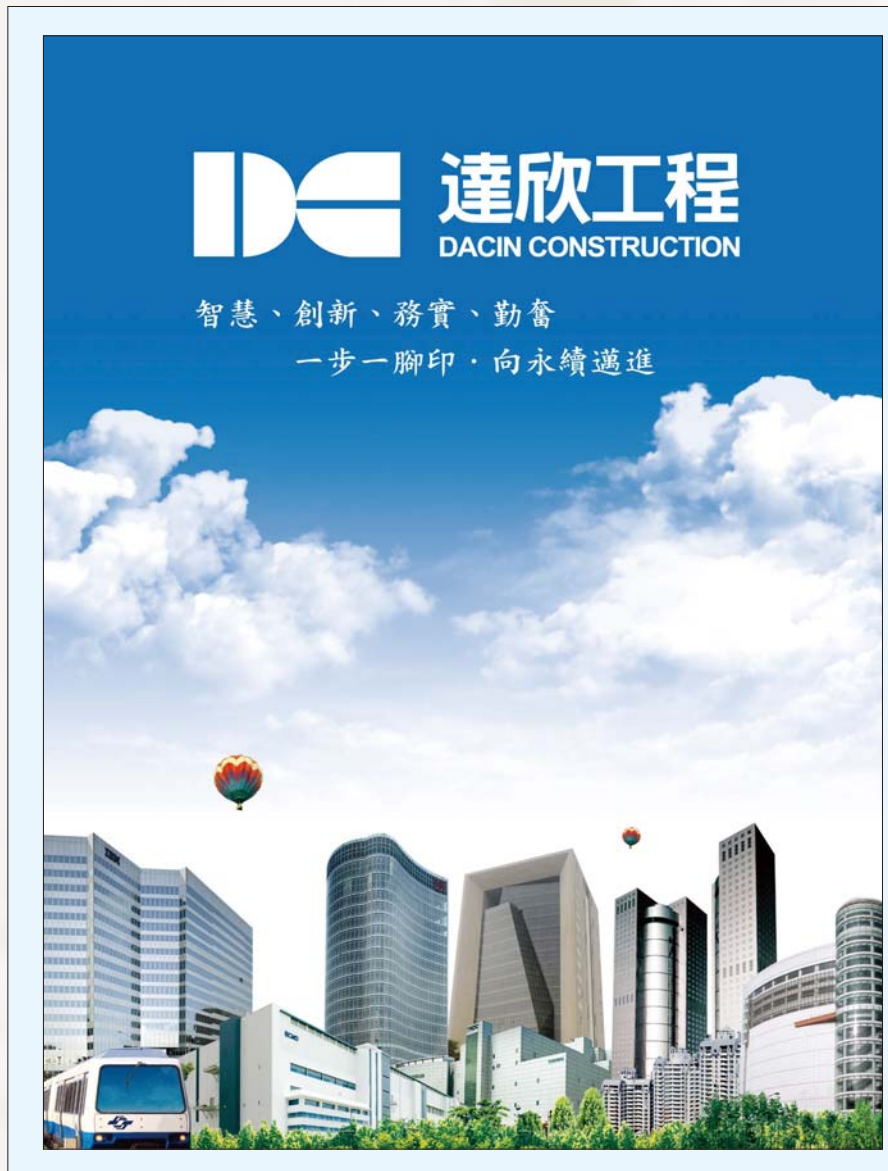
圖 21 頂層柱頭之擴頭與彎鉤錨定處理 [李宏仁教授提供]

強度混凝土的所謂「New RC」建築所取代。無論 RC 或 New RC 的建築物，若能藉由提高鋼筋混凝土材料的強度，並配合其材料特性搭配快速的預組或預鑄工法等，將使得鋼筋混凝土材料的構築方式可應用於超高層建築，來滿足住宅舒適、隔音、耐震的性能要求。

由於採用超高強度鋼筋時，因其材料特性，其鋼筋續接應避免搭接方式，同時也應避免電銲及鋼筋彎鉤錨定的彎折處理方式。故在日本 New RC 的工程應用上，超高強度鋼筋通常是以螺紋節方式製造，並搭配特殊的灌漿套筒續接器及擴頭式灌漿續接器來進行續接與錨定。由於國內高層建築仍有 RC 建築構造的應用需求，若能配合 New RC 推展，未來鋼筋工程預組與預鑄工法的應用將可有突破性的發展。

參考資料

1. 中華民國結構工程學會等編著，「房屋結構鋼筋施工綱要與品管」，科技圖書，2013。
2. 內政部營建署，「混凝土結構設計規範」，2011.7。
3. 陳奕信、許茂雄、郭心怡，「RC 結構之初步耐震評估與我國耐震設計規範之合理性探討」，結構工程第十八卷第四期，第 3-21 頁，民國九十二年十二月。
4. American Concrete Institute, ACI Committee 315, “Details and Detailing of Concrete Reinforcement (ACI 315-99)”, 1999.
5. American Concrete Institute, ACI Committee 318, “Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77)”, 1977.
6. American Concrete Institute, ACI Committee 318, “ACI 318R-83, Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)”, 1983.
7. American Concrete Institute, ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-08) and Commentary”, 2008.
8. American Concrete Institute, ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-11) and Commentary”, 2011.
9. 日本建築學會，「鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説」，2010。
10. New Zealand Standard, NZS3101:2006, “Concrete Structures Standard”, 2006.
11. American Concrete Institute, Joint ACI-ASCE Committee 352, “Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352R-02)”, 2002.
12. 中華民國結構工程學會等編著，「鋼筋混凝土房屋結構配筋準則（第二版）」，科技圖書，2011。
13. 內政部營建署，「建築物耐震設計規範及解說」，2011.7。



應 用 研 究

鋼柱橫隔板開孔型式 對 柱內混凝土充填及軸力 行為影響之研究

尹衍樑／潤泰集團總裁

甘錫滢／永峻工程顧問股份有限公司總工程師

王瑞禎／潤弘精密協理

鄭瑞濱／潤泰水泥 副總經理

姚村淮／永峻工程顧問股份有限公司協理

本文從實務角度探討現行 CFT 柱內隔板之開孔型式及柱內灌漿材料的合理性，研究標的為臺北南山廣場新建工程之高 272 公尺之塔樓巨柱，共進行三階段實尺寸柱內灌漿試驗及 1/4 短柱縮尺試驗，試驗結果顯示柱內橫隔板採均佈小孔設計，有助於灌漿過程中板下氣泡之排放，相較於現行中央大孔做法，氣泡量可從 10% 附近降至 2% 以下，此外均佈小孔的直徑宜大於 8 cm，總開孔率最小應等於中央大孔之設計。另由軸壓試驗結果顯示，以萬分之四膨脹率之 SCC 填充鋼柱，隔板採大孔或均佈小孔，對軸壓行為的影響不顯著，柱軸壓強度皆可滿足設計要求。

CFT 柱橫隔板發展現況

鋼骨填充混凝土柱 (CFT) 是常見的高樓建築型式之一，以指標建築台北 101 為例，其主樓結構柱便是由鋼 BOX 柱內填充高強度 SCC 而成，鋼柱內部藉由壓力灌漿填充 SCC 讓鋼骨與混凝土形成複合結構共同承擔設計載重，而目前正在興建中的臺北南山廣場新建工程，其塔樓結構柱也是以 CFT 柱的型式設計。

常見的 CFT 柱混凝土填充方式有二：一是以特密管由上插入鋼柱內貫穿至柱底，將混凝土注入後，配合混凝土填充高度慢慢將特密管邊灌邊抽，直到柱灌漿完成；另一個方式則是在柱底側邊開灌漿口，將漿料由柱底部以壓力灌漿的方式，往上推擠至所需高度。上述第一種方式常見於地下層逆打鋼柱之柱內灌漿，通常整隻

逆打鋼柱採一次灌置，不做分段；第二種方式普遍應用在地上層的鋼柱灌漿，通常柱內灌漿是在鋼結構完成，樓板逐層往上施作的過程中進行，需分段實施，為避免灌漿口過多影響結構性能，一般取十幾公尺為一段，灌漿時機需視施工載重、鋼柱承載力及灌漿分段而定。

鋼柱在柱梁交會處需設置橫隔板，透過橫隔板可讓鋼梁翼板的力量在柱梁交會區順利傳遞，而不會對柱鋼板造成不當的損壞，但對柱內灌漿而言，橫隔板是一種阻礙，因此需在橫隔板上留置適當孔洞，以利混凝土漿料順利通過，填滿鋼柱。圖 1 為目前鋼柱內橫隔板常見的開孔方式，以中央設置一個大孔為主，為灌漿管或混凝土漿料主要的通行路徑，另在四個角落各設置一個 1/4 圓的開孔，讓灌漿過程中隔板下方堵塞的空氣可以從角落排出，以減少隔板下之混凝土孔隙率。然根據實際灌漿測試資料顯示，在大型鋼柱中採圖 1 的開孔型式，隔板下方之氣泡量佔柱斷面比率可達 10%，較工程上習慣使用的 5% 氣泡率上限值高出一倍，顯示圖 1 的開孔方式並無法很有效地將板下累積的灌漿氣泡排出。

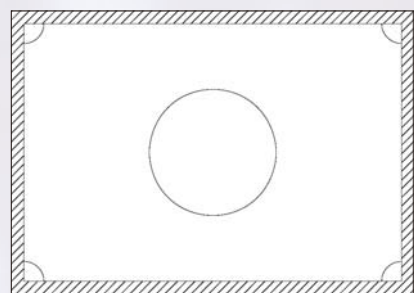


圖 1 現行鋼柱橫隔板常見的開孔方式

臺北南山廣場新建工程為目前台北指標性建案之一，其巨型 CFT 鋼柱斷面邊長可達 2 公尺以上，有鑑於鋼柱結構性能對建築機能與安全的重要性，因此本文以此指標性個案為研究標的，探討 CFT 鋼柱內之灌漿材料及隔板開孔型式對施工及柱性能的影響，以做為同業工程應用參考。

CFT 柱內灌漿新材料

自充填混凝土 SCC (self-compacting concrete) 由於具有良好的流動性與充填性，因此常被用於 CFT 柱之柱內灌漿材料，本研究標的採強度 12,000 psi 與 10,000 psi 之高強度 SCC 作為其柱內灌漿料，其配比在滿足強度要求下，需具有流動性佳且微膨脹效果。

通常混凝土材料在硬固後體積會有收縮的現象，而 SCC 相較於一般混凝土其體積收縮現象又更為顯著，為避免 SCC 在柱內灌漿後，鋼板與混凝土間或 SCC 分段澆置介面因體積收縮而產生間隙，因此在配方上特別要求 SCC 需具有萬分之四之微膨脹效果，這是一般 CFT 柱柱內灌漿所忽略的部分。

表 1 為本文所測試的六種 SCC 配比之基本性能表，強度有 12,000 psi 及 10,000 psi 兩種，粗骨材粒徑選擇 10 mm、8 mm 及 6 mm 三種，其中 10 mm 為常見的 3 分石，材料膨脹率設定為萬分之四，V_{time} 選擇較短的設計標準 10 ± 3 sec，以期漿料具有較好的流動性，同樣坍流度設定在較大的 70 ± 5cm，表中列出設計值與實測值，顯示針對灌漿材料所設定的標準可經由配方調配達成。

表 1 柱內填充之 SCC 基本性能表

配 比	粗 骨 材	強度 (psi)		膨脹率 (萬分之)		V _{time} (sec)		坍流度 (cm)	
		設計	實際 (28天)	設計	實際 (28天)	設計	實際	設計	實際
1	10mm	12000	14571	4	4.5	10±3	10.5	70±5	69×69
2	8mm	12000	13843	4	4.1	10±3	11.4	70±5	78×79
3	6mm	12000	12658	4	4.4	10±3	11.8	70±5	83×82
4	10mm	10000	11366	4	5.6	10±3	10.5	70±5	68×69
5	8mm	10000	10966	4	4.7	10±3	10.4	70±5	70×71
6	6mm	10000	9986	4	5.1	10±3	11.5	70±5	78×79

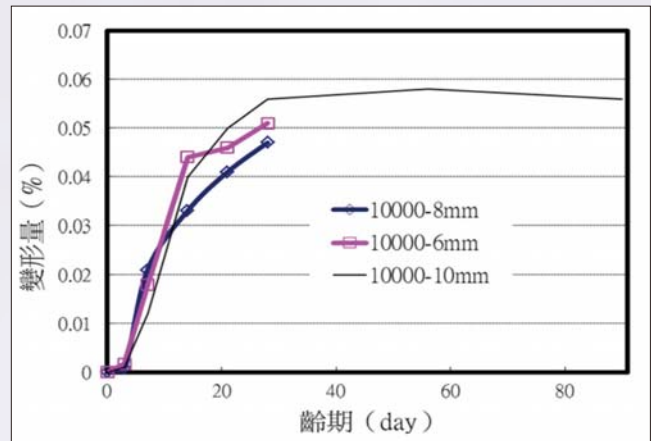
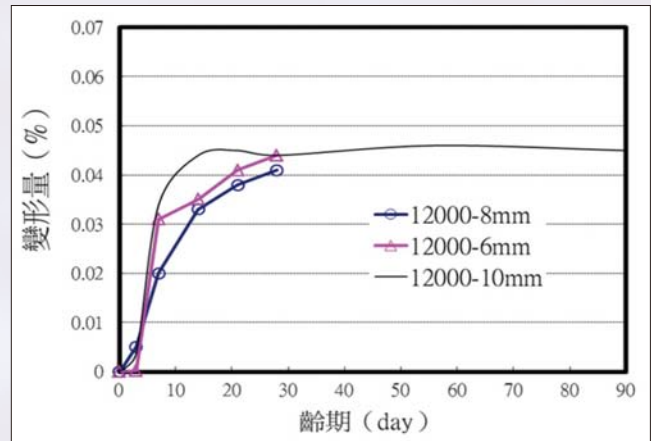


圖 2 微膨脹 SCC 之膨脹率量測結果

新型 CFT 柱橫隔板開孔 實尺寸鋼柱灌漿試驗

本研究依研究標的之巨柱斷面共規劃三階段柱內灌漿試驗，選用之鋼柱斷面為 2000 mm × 1400 mm，試體斷面依實尺寸設計，三階段柱內灌漿試驗之柱高度分別為 1 公尺、2 公尺及 4 公尺，以下分別說明之：

第一階段試驗

圖 3 為第一次灌漿試驗之架構，SCC 採表 1 之第 1 組配比，試體高度取 1 公尺，灌漿口中心線設置於距底部 15 cm 高程處，上方放置透明壓克力板，板上留設 6 種不同的開孔方式，壓克力板以 14 隻螺栓與鋼模固定，中間放置防漏膠墊，藉由螺栓迫緊防止 SCC 漿液由介面間隙滲漏。灌漿以常見的 φ 12.5 cm 管進行，灌漿速度控制在柱內 SCC 上升速度小於 50 cm/min，第一次試驗共進行 6 次灌漿，每次需統計壓克力板下之氣泡率、將灌漿料清除乾淨、更換隔板開孔型式後再進行下一次灌漿。

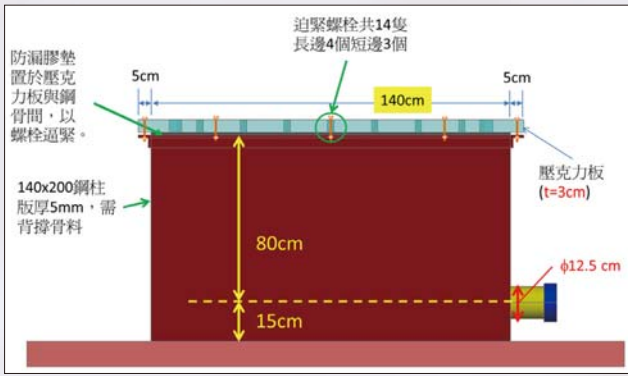


圖3 第一次灌漿試驗架構

圖4為測試的6種隔板開孔設計，分成中央大洞加均佈小孔與均佈小孔兩種，試驗共準備兩片透明壓克力板，第一片留設1個直徑60cm大洞，及54個直徑3.75cm之均佈小孔，共進行3次測試，第1次測試小孔全開，第2次測試將其中24個小孔塞住，第3次則將所有小洞塞住；第二片留設67個直徑3.75cm之均佈小孔，第1次測試孔洞全開，第2次開放39個，第3次僅開放19個。

圖5為隔板採中央大孔設計之灌漿測試照片，試驗結果顯示當SCC漿料由下往上通過橫隔板時，漿料會往阻力最小的路徑流動，因而集中由中央大洞通過隔板，雖然隔板上仍設置許多小孔，但小孔阻力大，多數漿料不會選擇由小孔通過，因此大孔以外的區域漿液流動幾近停滯，造成卡在隔板下方的空氣無法藉

由漿液流動排出，此為這種型式隔板下方氣泡率偏高的原因，表2為隔板下方氣泡量統計結果，此類型隔板下方之氣泡率平均為柱斷面之9%，以只開大孔的氣泡率最高，達13.85%。

圖6為隔板採均佈小孔之灌漿測試照片，灌漿結果顯示SCC漿液可以較均勻的由斷面均佈的小孔通過隔板，這有助於板下氣泡的排出，表2的結果顯示採此類隔板之板下氣泡率約為1~2%左右，平均1.5%。不過測試6的過程中，壓克力板因壓力過大而出現破裂的現象，此乃因僅開放19個 $\phi 3.75$ cm的小孔，隔板開孔率為1%，漿液壓力過大所致，因此在設計上隔板開孔率也不宜過小。此外在均佈小孔的設計下，3.75cm孔徑會阻礙粗骨材通過，造成通過隔板之粗骨材約較隔板下減少44%；若採中央大孔的設計則隔板上下粗骨材比例相近，顯示隔板孔洞直徑也不宜過小。

第二階段試驗

本研究根據第一階段試驗結果，修正試體以進行第二階段灌漿試驗，圖7為第二階段灌漿試驗的試體圖，內容說明如下：

1. 隔板開孔改為圖7的型式，共40個直徑85mm孔洞，保留四角落的1/4圓孔洞，開孔比率放大為7.88%。

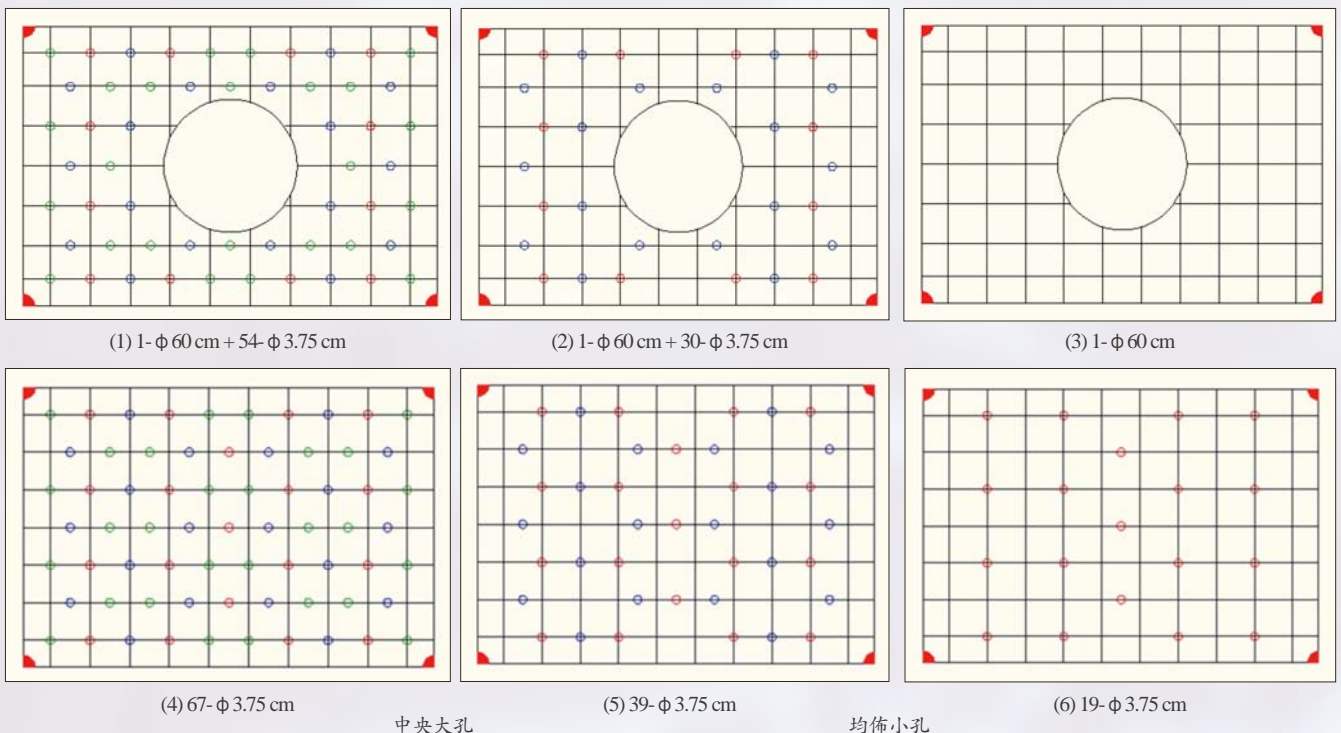


圖4 第一次試驗所用之六種隔板開孔



圖 5 隔板採中央大孔設計之灌漿測試照片

表 2 第一次灌漿試驗之氣泡量統計結果

測試	1	2	3	4	5	6
隔板開孔	1- ϕ 60cm 54- ϕ 3.75cm	1- ϕ 60cm 30- ϕ 3.75cm	1- ϕ 60cm	67- ϕ 3.75cm	39- ϕ 3.75cm	19- ϕ 3.75cm
隔板開孔率	12.5%	11.6%	10.4%	2.9%	1.8%	1.0%
板下氣泡 總面積量 cm^2	2236	1408	3877	526	216	547
氣孔率 (%)	7.99%	5.03%	13.85%	1.88%	0.77%	1.95%
平均氣孔率		9.0%				1.5%

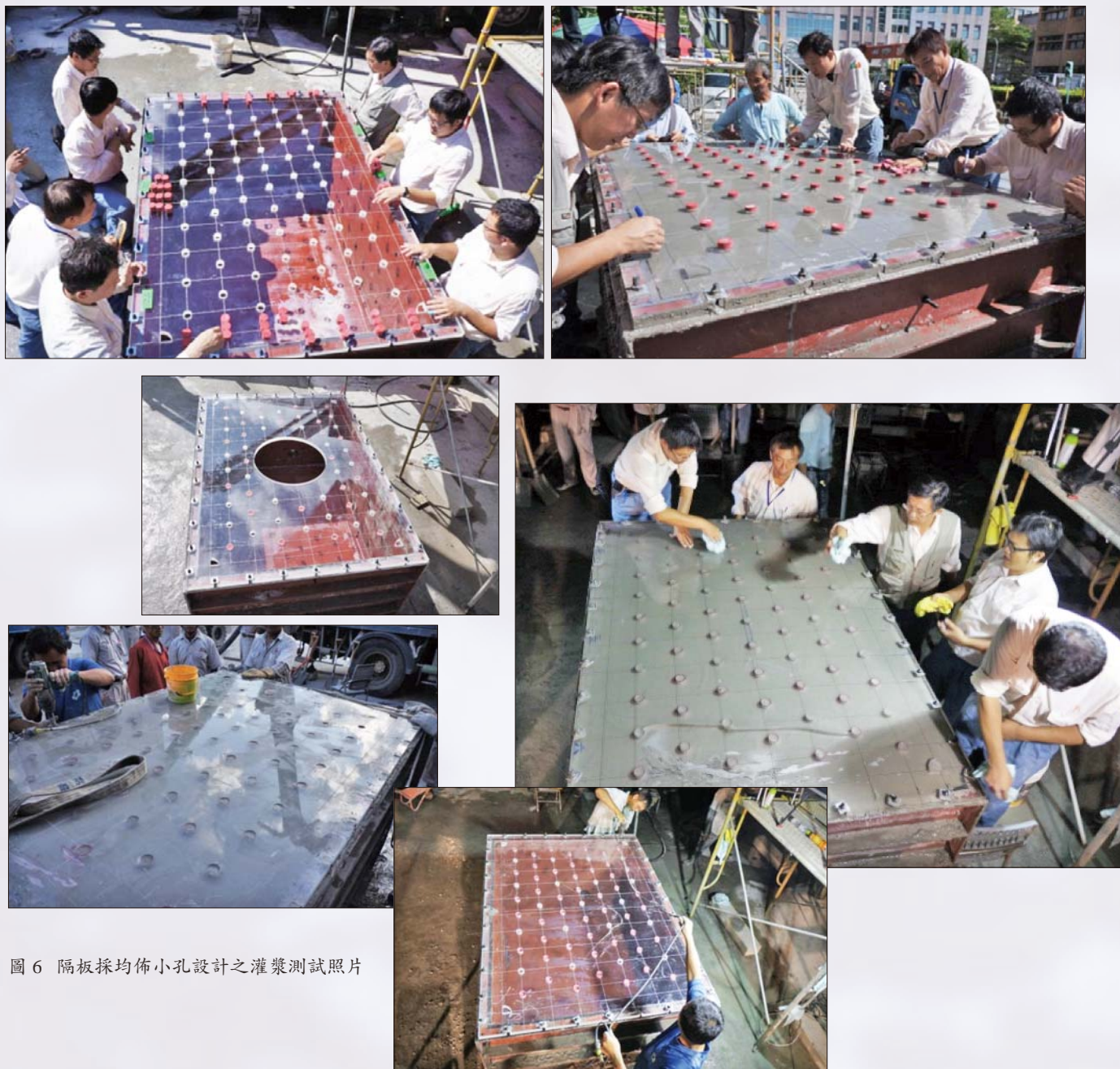


圖 6 隔板採均佈小孔設計之灌漿測試照片

為避免孔洞影響隔板應力傳遞，在四邊 30 cm 範圍內不開孔，但在下方設置導氣斜板（1/5 斜度）。

試體分兩層，下層高 1 公尺，上層高 2 公尺，兩層中間及上方設置透明壓克力隔板。

進行兩次灌漿，第一次僅有下部 1 公尺模具，灌漿完成並記錄後，把試體清洗乾淨，並組裝上下兩部分模具，以進行 3 公尺高、兩片隔板之灌漿測試，灌漿材料沿用配比 1 之設計。

第二階段灌漿試驗照片如圖 8 所示，其中第 1 次灌漿隔板下方之氣泡率 1.09%，第 2 次灌漿隔板下方之氣泡率 0.8%，粗骨材通過性而言，通過上層隔板之

粗骨材比例約減少 8%。試驗結果顯示採 85 mm 開孔（開孔率 7.88%），並在隔板下方設置斜度 1/5 之導氣斜板，板下氣泡堵塞率可降至 1% 左右，骨材通過性也可大幅改善。

第三階段試驗

圖 9 為第三階段灌漿之試體架構圖，此階段灌漿隔板沿用第二階段的開孔方式，但將隔板孔洞由 8.5 cm 調整為 9.5 cm，使開孔率與中央一 60 cm 直徑大孔者相同，並取消四周導氣斜板，試體總高度為 4 公尺，柱內設置間距 500 mm 之隔板八層，除最頂層為透明壓力

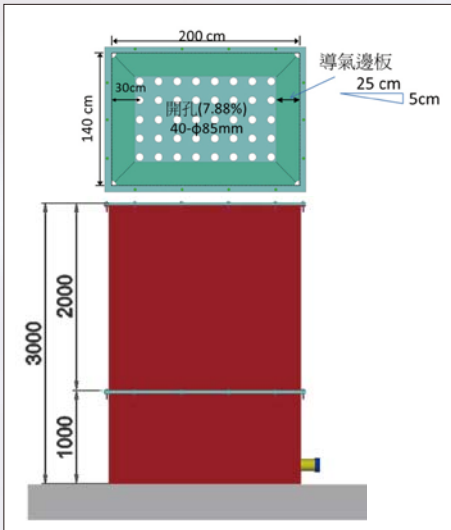


圖 7 第二階段灌漿試驗之試體架構



(a) 灌漿模具照片



(b) 第 1 次灌漿照片(下層隔板)



(c) 第 2 次灌漿(上層隔板)

圖 8 第二階段灌漿試驗照片

力板外，其餘為鋼板，灌漿口設置在底部，此外在柱面由下而上設置 8 個壓力計，每層一個，壓力計採薄膜與柱內連通，壓力表在外以方便記錄壓力值。

此階段模具由鋼模廠以真實鋼柱之製造方式施作，包含開孔、組裝、焊接等，以藉此瞭解鋼柱的製造性，柱鋼板及橫隔板厚皆為 25 mm，依合格的程序焊接組裝而成，柱內並依實際設計設置剪力釘，圖 10 為試體在鋼模廠製造的情形。

圖 11 為第三階段灌漿試驗之照片，此階段之 SCC 採表 1 之配比 5 進行，漿料由下往上壓力泵送，通過隔板至柱頂面溢出，過程中在底部及 4~5 層隔板中間進行兩次取料，以進行粒料分析。

此次灌漿由壓力計觀察柱內壓力隨高度約成二次方遞減，柱底之壓力最大達 4.2 kgf/cm²，為 4m 高 SCC 淨壓力之 4.4 倍，顯示隔板對灌漿有明顯阻力，且在灌漿中止、取料、重新灌漿的過程中，壓力會有

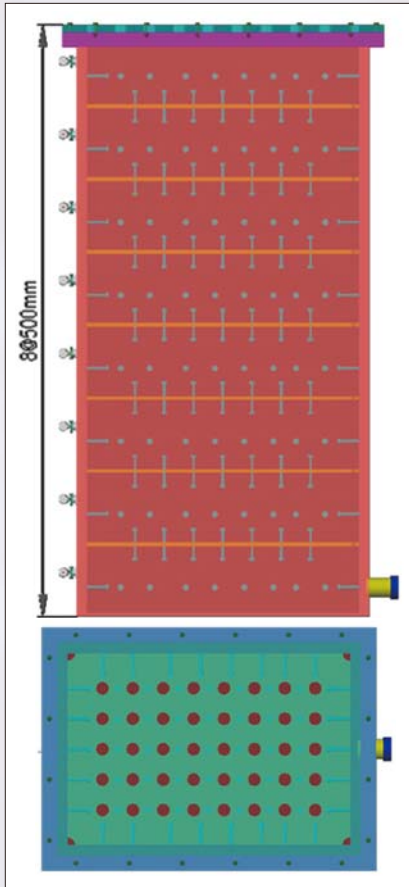


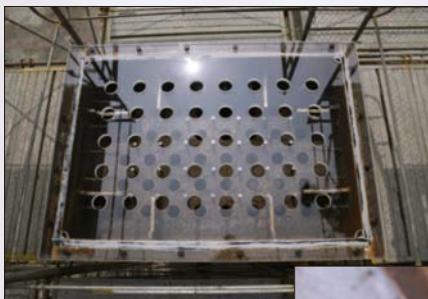
圖 9 第三階段灌漿之試體架構圖



圖 10 第三階段灌漿模具之製造



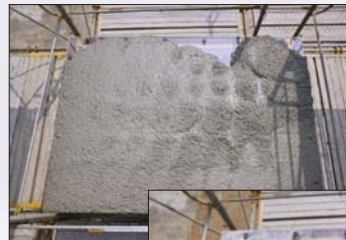
(a) 模具



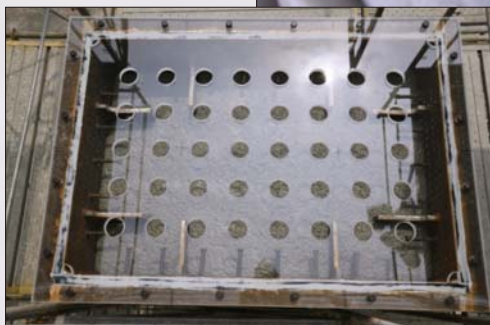
(b) 柱頂壓克力板



(c) 壓力計



(e) SCC 漿料通過柱頂壓克力板



(d) SCC 漿料由下往上充填



(f) 灌漿後之氣孔分布

圖 11 第三階段灌漿試驗之照片

明顯上升的現象，因此實務上要盡量避免灌漿缺料、中止的狀況發生。就隔板下氣泡率而言，取消導氣斜板會讓氣泡量增加為 2.57%，且集中在四週。就 SCC 粗骨材分佈，由柱頂面、柱中段、及柱底取料分析結果顯示，粗骨材在柱下、中、上之變化率為 100%、93.6%、92%，差異不大。

新型 CFT 柱橫隔板開孔 短柱縮尺軸壓試驗

試體說明

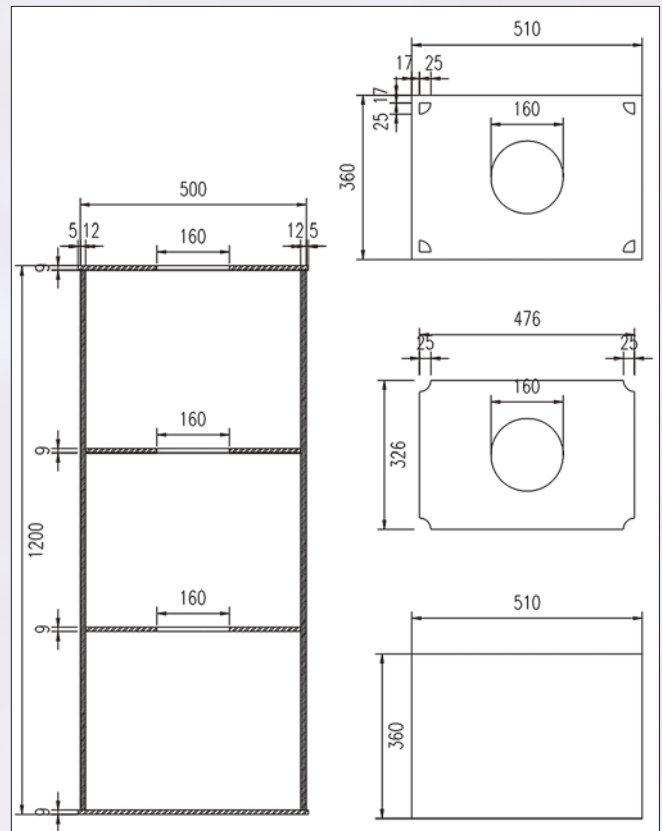
由灌漿試驗結果顯示，隔板開孔型式對板下氣泡率、粗骨材通過性、及柱內壓力有顯著的影響，試驗結果顯示開孔越大粗骨材越容易通過，開孔數多而均勻則版下之氣泡量越少。對粗骨材通過性而言，以常見的三分石粗骨材，隔板開孔直徑宜在該 8 cm 以上；就板下氣泡率而言，採中央一大孔板下氣泡率約 10%，採均佈孔則板下氣泡率可降至 2% 左右。

為進一步了解上述差異對柱承載力的影響，本研究規劃 5 個短柱試體，進行軸向單向加載試驗，試體尺寸依研究標的之結構主要巨柱（2000 mm x 1400 mm）進行 1/4 縮尺，共測試三種型式隔板、兩種 SCC 強度，表 3 為試體規劃表，其中試體 1 之隔板採目前通用的做法，鋼柱統一採 JIS G3101 SS400 規格之熱軋鋼材製作，試體之 SCC 採表 1 之配比 2 與配比 5。

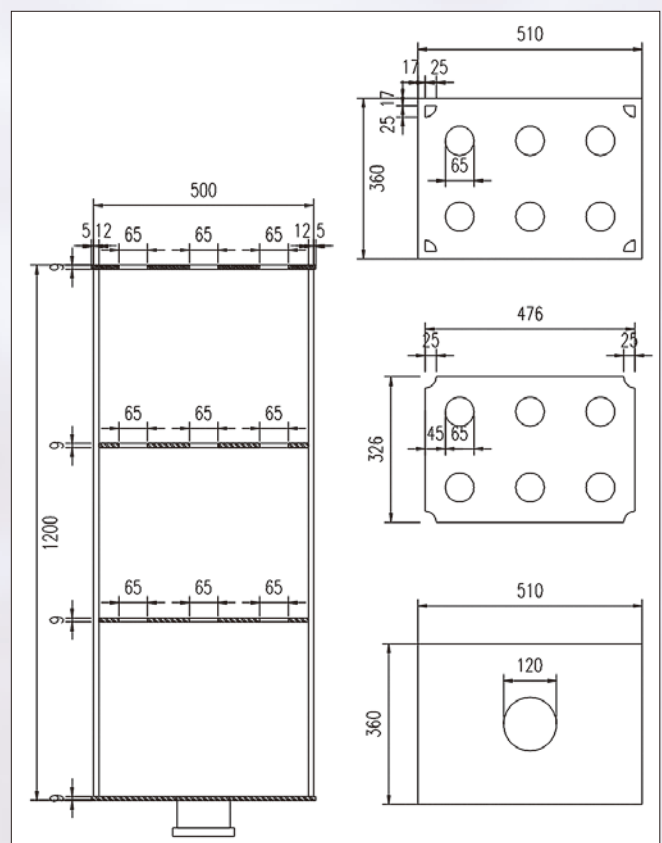
圖 12 為三種型式隔板之試體設計圖，斷面尺寸為 500 mm x 350 mm，試體高度取 1200 mm，試體 1 之底部橫隔板無開孔，其他三片隔板採 1-Φ160 mm 開孔，並在四角落各有一 1/4 圓之開孔（半徑 25 mm）。另外在試體 2 至試體 5 之底部隔板留設直徑 120 mm 之灌漿孔，其他隔板則依開孔型式留設孔洞。

表 3 軸壓試驗試體設計表

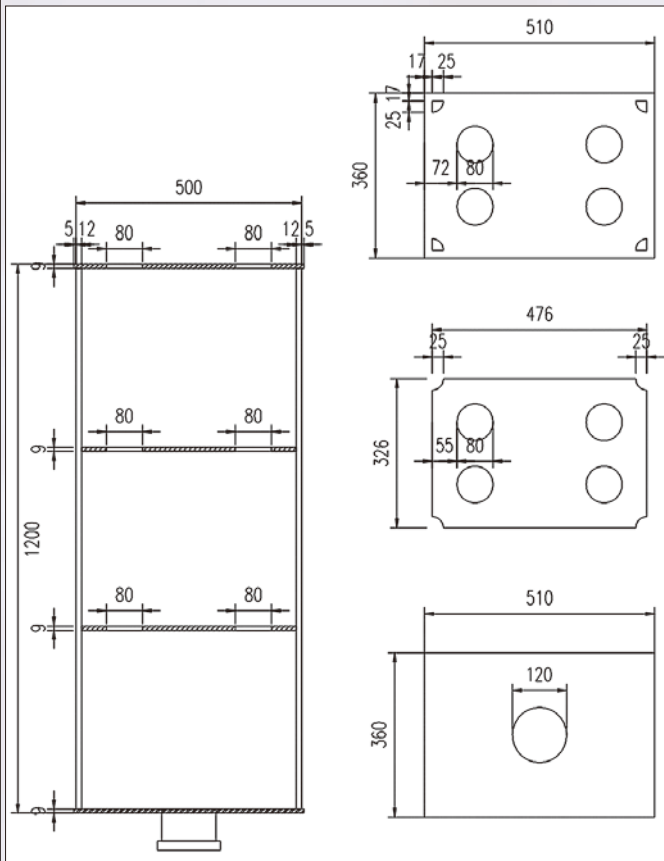
設計參數	間隔板孔洞 (mm)			混凝土強度 (psi)	
	1-Φ160	6-Φ65	4-Φ80	12000	10000
試體編號	1	2	3	4	5
1	○			○	
2		○		○	
3		○			○
4			○	○	
5			○		○



(a) 1-Φ160 隔板試體圖



(b) 6-Φ65 隔板試體圖



(c) 4-φ80 隔板試體圖

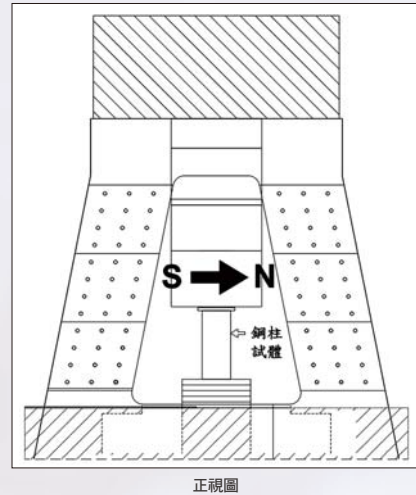
圖 12 軸壓試體設計圖

試驗配置及試驗方法

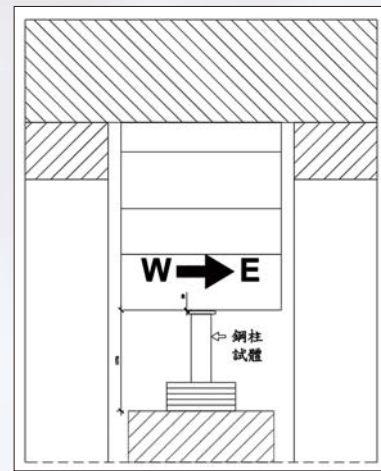
本試驗為非線性構件試驗，採用國家地震工程研究中心之多軸向試驗系統 (MATS)。如圖 13 所示之試驗配置中，對受測之鋼管混凝土柱試體以固定加載速率 (0.067 mm/sec) 施加單向漸增之軸向變位，直至試體產生明顯破壞為止。圖 14 為試體之量測儀器配置圖，本試驗之量測資料除了 MATS 試驗機台本身之軸向變位及軸向力外，於試體短向 (南北兩側) 中段 1/2 柱高處裝設外部位移計 (LVDT) 以量測較為確的軸向變位 (排除柱上下界面不平整因素)，進行可推求柱體之軸向應變；此外，在試體的四個面中點處，亦黏貼橫向之應變計，以觀察混凝土受鋼管圍束之受力情況。

試驗結果討論

圖 15 為三組 12,000 psi 試體的加載曲線，三組試體在強度達最高點後，都出現強度快速衰減的現象，而隨著強度下滑、變形增加，柱鋼板也出現明顯的外



正視圖



側視圖

圖 13 試驗配置圖

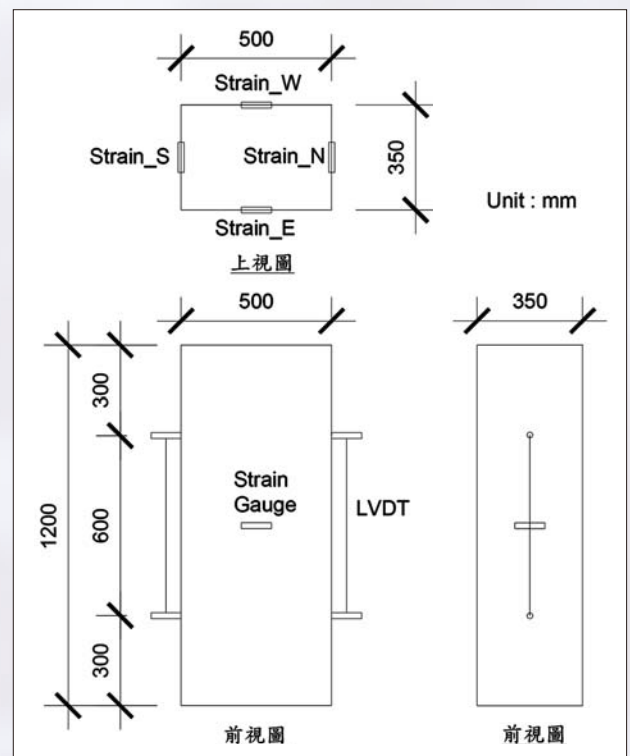


圖 14 量測儀器配置圖

拱情形，外拱部位多數出現在柱中段兩隔板間。此外三組試體雖然隔板不同，但反應曲線相近，試體極限強度皆約 18,000 kN，極限強度對應的位移在 12~13 mm 附近，顯示隔板對柱軸向承載行為的影響不大。

圖 16 為兩組 10,000 psi 試體的加載曲線，者兩組試體同樣在極限強度後出現強度快速衰減的現象，試體最後也呈現明顯鋼板外拱的現象，外拱部位同樣多數位於兩隔板間。在這兩組試體中，採 6 個 ϕ 65 開孔隔板的試體強度略低於採 4 個 ϕ 80 開孔的試體，試體極限強度約 15,000 kN，兩個試體對應於極限強度的變形量相當接近，約在 11 mm 左右。

圖 17 為製作完成的試體照片，圖 18 與圖 19 為試體最終破壞照片，由照片可明顯看出柱鋼板明顯外拱，焊道撕裂的現象。

表 4 為試驗結果統計表，試體標稱軸壓強度的計算乃依據內政部 100 年 7 月修訂之「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」條文計算，依「強度疊加法」，

分別計算鋼管及混凝土的標稱軸壓強度，其中鋼管混凝土柱的，K 值採 0.65，L 取試體總高 120 cm，而混凝土強度則不計意外偏心， Φ_e 取 1.0。

由表中數據顯示，五組試體的試驗強度 P_{test} 皆大於設計標稱強度 P_n ，兩者之比值介於 1.06~1.19 之間，且以採四個 80 mm 開孔隔板之試體強度最高，採 6 個 65 mm 開孔隔板之試體強度最低，其中 12,000 psi 試體之最大強度差異 3%，10,000 psi 試體之最大強度差異為 6%，強度差異在材料變異範圍內，顯示隔板開孔型式雖然會影響粗骨材通過性及隔板下方氣孔率，但對柱軸壓行為卻無顯著的影響。

表 4 試驗結果比較表

試體	標稱受壓強度 P_n (KN)			試驗強度 P_{test} (KN)	P_{test}/P_n	$\Delta_{-P_{max}}$ (mm)	$\Delta_{-0.8P_{max}}$ (mm)
	P_{ns} (鋼管)	P_{nrc} (SCC)	合計				
12000psi_1- Φ 160	4850	10858	15708	18340	1.17	12.51	14.48
12000psi_4- Φ 80	4850	10858	15708	18647	1.19	12.85	13.98
12000psi_6- Φ 65	4850	10858	15708	18255	1.16	12.49	13.18
10000psi_4- Φ 80	4850	9048	13899	15587	1.12	11.19	12.39
10000psi_6- Φ 65	4850	9048	13899	14698	1.06	10.90	12.90

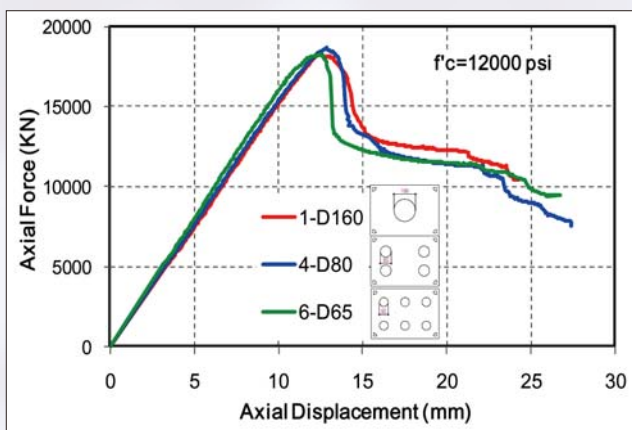


圖 15 試體之軸力與位移關係圖 ($f'_c = 12000$ psi)

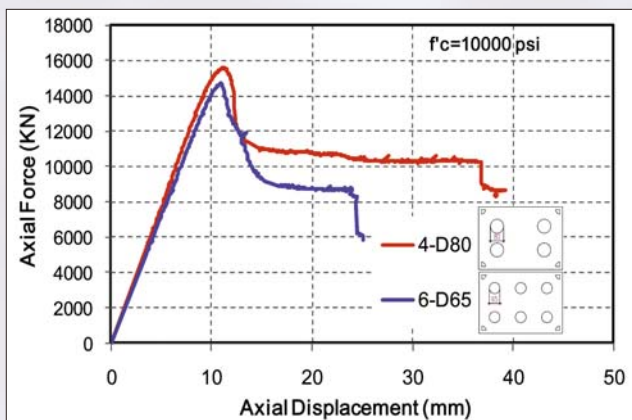


圖 16 試體之軸力與位移關係圖 ($f'_c = 10000$ psi)



圖 17 軸壓試體照片

材料、設計、施工通盤檢驗·成效顯著

本研究從實務面切入，以臺北南山廣場新建工程之塔樓 CFT 柱為研究標的，經一系列灌漿及軸壓試

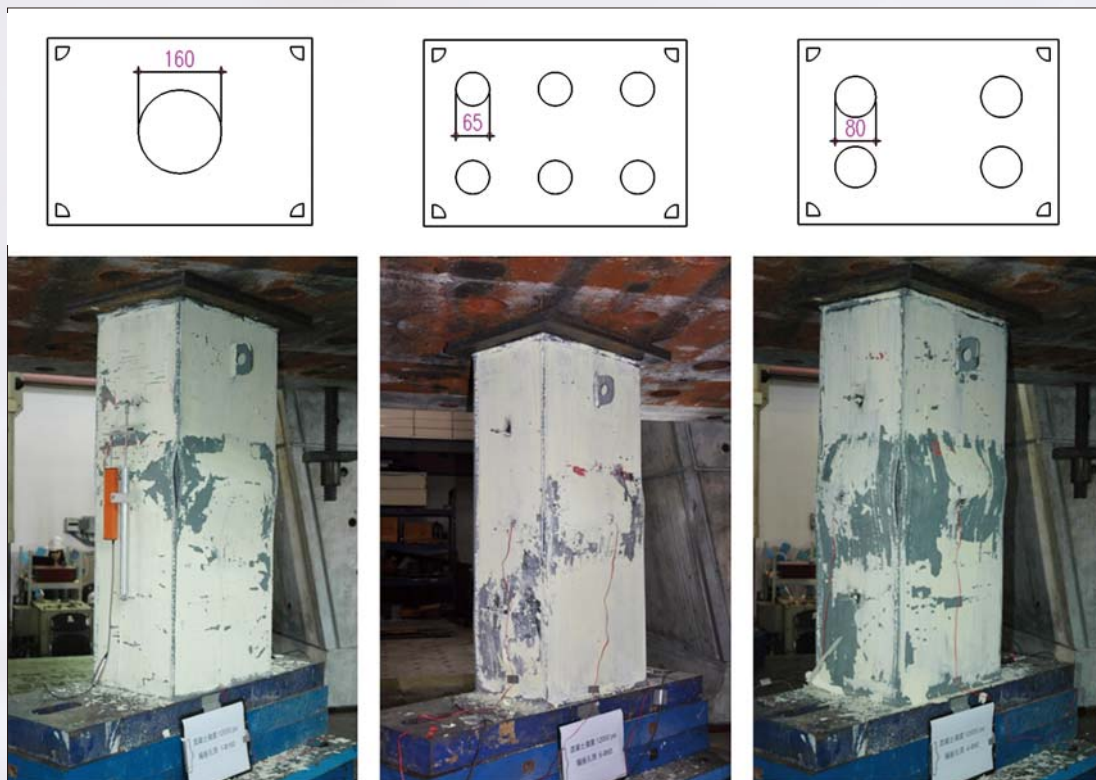


圖 18 試體破壞照片 (12,000 psi)

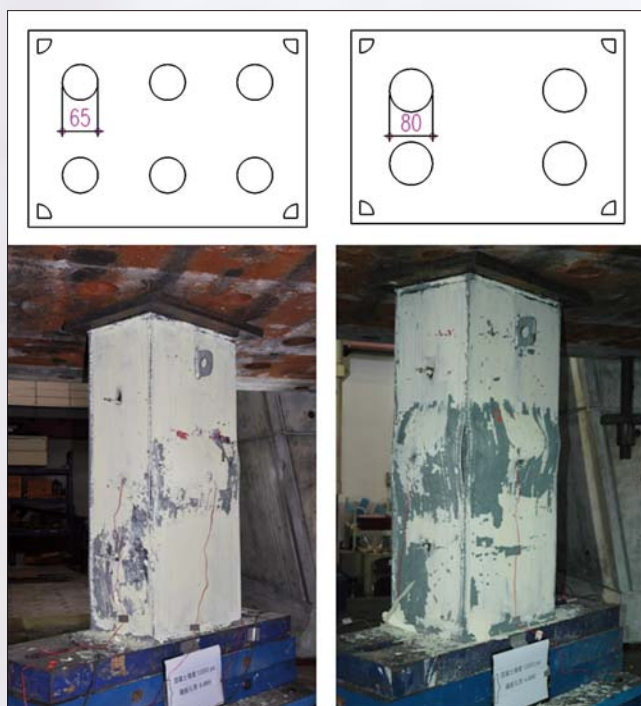


圖 19 試體破壞照片 (10,000 psi)

驗，探討業界習慣的 CFT 柱內隔板開孔及填充材料之合理性，以下為本研究之結論：

1. 一般混凝土材料體積在硬固後會有收縮現象，為避免此一反應導致 CFT 柱鋼板與混凝土介面或混

土二次澆置面產生間隙，本研究首先針對柱內灌漿材料的體積收縮現象進行改善，透過配比改善，使柱內灌漿用之 SCC 在硬固後具有萬分之四的微膨脹反應，研究成功針對 12,000 psi 與 10,000 psi 兩種強度，及 10 mm、8 mm、及 6 mm 等三種粗骨材粒徑，獲得相對應的配比，可滿足施工需求。

2. 由三階段柱內灌漿試驗結果顯示，採傳統中央一大孔的橫隔板，不利於灌漿過程中板下氣泡的排出，隔板下方氣泡量可達 10% 以上。隔板採均佈小孔可有效減少隔板下方的氣孔率至 2% 以下。
3. 就隔板開孔直徑而言，針對常用的三分石粗骨材 (10 mm)，研究顯示隔板開孔直徑在 8 cm 以上即不會粗骨材通率造成顯著影響。
4. 就隔板開孔率而言，隔板採均佈小孔之開孔率不宜過小，開孔率最少需等於中央一大孔之設計，試驗顯示以開孔率 12% 之隔板八層，其底部灌漿壓力可達漿料淨壓力 4.4 倍，且中途斷料、重新灌注會造成壓力驟升，施工時應避免。
5. 軸壓試驗結果顯示，鋼柱內以萬分之四微膨脹 SCC 填充，隔板採中央一大孔或均佈小孔，軸壓強度都可滿足設計要求，且軸壓行為差異不大，強度差異最大約 6%，在材料變異範圍內。

應用研究

腐蝕鋼筋之拉力行為

歐昱辰／國立台灣科技大學營建工程系副教授

郭陳風／國立台灣科技大學營建工程系研究助理

劉澄洲／國立台灣科技大學營建工程系碩士班學生

許多鋼筋混凝土結構，或由於使用氯離子含量過高之粒料、且／或受長期海風之吹拂、且／或因混凝土中性化之故，因而面臨鋼筋腐蝕之問題，威脅結構之安全。本文蒐集文獻中之腐蝕鋼筋拉力試驗資料，探討自然與加速腐蝕鋼筋之拉力行為。研究結果發現腐蝕鋼筋之拉力強度與腐蝕最小斷面有關，其與腐蝕重量損失率之間呈現顯著之線性關係；腐蝕鋼筋之變形能力則與最小斷面以及斷面積沿鋼筋長度方向之分布有關，其與腐蝕重量損失率之關係有較顯著之離散性。自然與加速腐蝕鋼筋之拉力性質比對結果顯示，通電加速腐蝕包覆於混凝土內之鋼筋，可得與自然腐蝕近似之強度折減係數；在極限應變方面，多數加速腐蝕所得之折減係數皆高於自然腐蝕所得之值；在彈性模數方面，作者所採用的通電加速腐蝕可得較自然腐蝕為高的折減結果，其他研究之加速腐蝕則得較低之彈性模數折減。根據所蒐集之自然腐蝕鋼筋拉力試驗數據，本文最後建議模擬自然腐蝕鋼筋拉力性質之方法。

鋼筋過早腐蝕·影響構造物安全

台灣許多鋼筋混凝土結構在一般 50 年使用期限內，即面臨鋼筋腐蝕之威脅。鋼筋過早產生腐蝕，其原因一般可歸咎於建造時使用了受氯離子污染之粒料，以及／或因長期受海風之吹襲，導致混凝土氯離子含量過高，以及／或由於保護層混凝土中性化，減弱對鋼筋防蝕之作用所導致。鋼筋腐蝕可導致斷面積減少，並可在局部區域產生孔蝕，降低鋼筋韌性與承載力；鋼筋腐蝕後體積會膨脹，破壞握裹，造成保護層混凝土剝落，降低混凝土之承載力；箍筋的腐蝕除造

成抗剪強度下降外，亦會削弱對混凝土之圍束能力，降低核心混凝土之強度與韌性。

圖 1 顯示幾個鋼筋腐蝕之確認與疑似案例，圖 1(a) 與 1(b) 為新北市一棟大型集合住宅，住宅多處有保護層混凝土剝落，露出腐蝕鋼筋之現象，圖 1(a) 顯示該住宅一鋼筋混凝土柱，表面可見順柱方向之裂縫，最大裂縫寬度為 3.5 mm，移除保護層後，發現主筋與箍筋皆已腐蝕，腐蝕重量損失率分別達 36% 與 17%；圖 1(b) 顯示該住宅一鋼筋混凝土梁，表面可見順梁方向裂縫，最大裂縫寬度為 6 mm，保護層混凝土移除後，發現主筋與箍筋皆已腐蝕，此處主筋腐蝕重量損失率為 29%，箍筋因樣本長度不足，無法取得可信賴之重量損失數據。圖 1(c) 為新北市金山區台 2 舊線 40 號橋，此橋於大梁、橋柱等多處有保護層剝落，露出腐蝕鋼筋之現象。圖 1(d) 為台二線之王公橋，橋柱表面有許多沿主筋方向、疑似鋼筋腐蝕之裂縫。

前述結構只是目前台灣眾多鋼筋腐蝕結構之縮影，此類結構之結構性能與耐震能力已非設計當初所預期，因此有必要進行結構安全之評估，惟該評估需能適當考慮鋼筋腐蝕之效應。本文針對評估中一重要參數：腐蝕鋼筋之拉力性質進行探討，最終建議腐蝕鋼筋拉力性質之模擬方法。

腐蝕鋼筋拉力行為特徵

腐蝕對鋼筋斷面積之折減一般並非沿著鋼筋長度方向均勻分布，此不均勻分布造成鋼筋受力時，斷面應力與應變沿鋼筋方向產生不均勻之分布。由於最小斷面往往決定整根鋼筋之拉力強度，因此若依據整根鋼筋平均



圖 1 (a) 建築柱鋼筋腐蝕裂縫；(b) 建築梁鋼筋腐蝕裂縫；(c) 40 號橋大梁與柱鋼筋腐蝕；(d) 王公橋橋柱表面沿主筋裂縫

重量損失率所推得之平均剩餘斷面積，來計算腐蝕鋼筋之剩餘強度，往往會高估其真實強度，得不保守之評估結果。此外，前述計算也無法反應應變沿鋼筋長度方向不均勻分布，對整根鋼筋極限變形能力之影響。

舉例而言，圖 2 顯示兩根自然腐蝕鋼筋於拉力試驗前、後之照片 [1]，此兩根鋼筋乃截取自受鹽害之鋼筋混凝土集合住宅，其未腐蝕之尺寸為 D16(#5)。試體 N-14 受腐蝕之重量損失率為 37.8% (圖 2a 與 2b)，試體 N-15 受腐蝕之重量損失率為 38.5% (圖 2c 與 2d)，兩根鋼筋有相似之重量損失率，但腐蝕型態卻不相同 (圖 2a 比對圖 2c)。拉力試驗結果顯示，兩根鋼筋拉斷之位置皆為最小斷面處 (圖 2b 比對圖 2d)。圖 3 顯示此兩根鋼筋拉力與平均應變之關係，平均應變為黏貼於鋼筋上下之兩光學位置感測器 (圖 2 之圓點) 所測得之鋼筋變形，再除以兩感測器距離而得。此兩鋼

筋之拉力與平均應變之關係顯示，隨著腐蝕程度之增加，鋼筋之拉力強度呈現下降之趨勢，惟在此案例中，腐蝕較嚴重的鋼筋 (N-15) 卻有較大的變形能力，此現象將於下段文字中作進一步解釋。表 1 為拉力試驗結果之數據，包含降伏與極限拉力，以及極限應變，表中並進一步將兩根鋼筋之強度與應變除以未腐蝕狀態之值，以呈現與未腐蝕性質之比對。

由表中數據可觀察到兩根鋼筋平均重量損失率為 38%，然而其平均降伏強度下降 43%，平均極限強度下降 40%，分別高於平均重量損失 13% 與 5%，此顯示主控鋼筋強度之最小斷面，其斷面積小於平均重量損失所推得之平均剩餘斷面積。在極限應變方面，兩根鋼筋平均下降 29%，極限應變下降之原因，為斷面之腐蝕折減沿鋼筋長度方向並非均勻分布，導致當最小斷面達極限應變而斷裂時，其他較大斷面之應變仍小

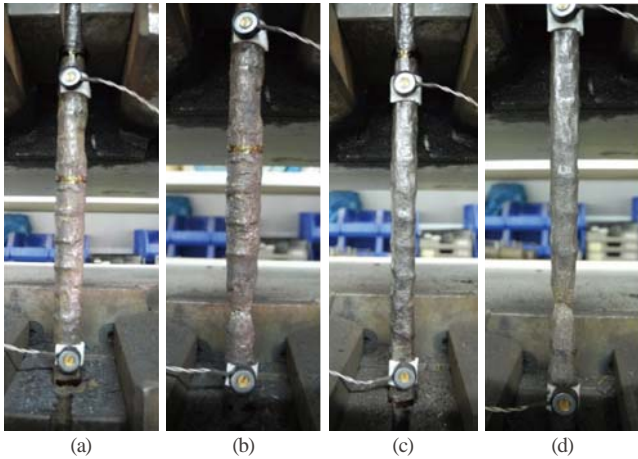


圖 2 鋼筋試體 N-14：(a) 測試前照片；(b) 測試後照片；鋼筋試體 N-15；(c) 測試前照片；(d) 測試後照片

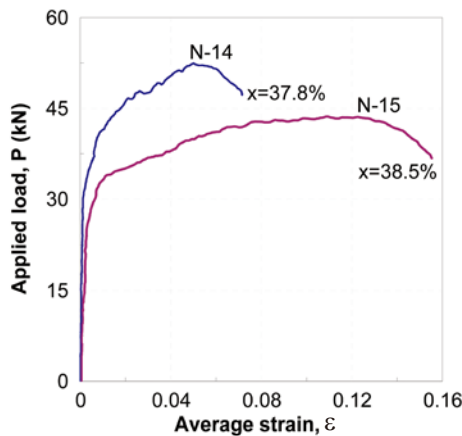


圖 3 拉力與平均應變關係

於極限應變，使得整根鋼筋平均應變低於最小斷面之極限應變。兩根鋼筋之極限應變差異頗大，且腐蝕較嚴重的試體卻有較大的極限應變，仔細觀察鋼筋之腐蝕型態後可發現，腐蝕較嚴重試體（N-15）之腐蝕分布較為均勻，因此有較大之極限應變，此現象說明腐蝕斷面折減分布有顯著之變異性。

表 1 拉力試驗結果數據例

試體	未腐蝕尺寸	x (%)	P _{ysc} (kN)	P _{usc} (kN)	ε _{usc}	P _{ysc}	P _{usc}	ε _{usc}
						P _{ys0}	P _{us0}	ε _{us0}
N-14	D16	37.8	30.2	52.4	0.050	0.60	0.66	0.45
N-15	(#5)	38.5	27.6	43.8	0.109	0.55	0.55	0.98

未腐蝕鋼筋性質：P_{ys0} = 50.1 kN；P_{us0} = 80 kN；and ε_{us0} = 0.11 [1]

腐蝕鋼筋拉力行為模擬

腐蝕鋼筋拉力行為之模擬一般有兩種方式，一種透過折減斷面積模擬腐蝕效應 [2-4]，另一種透過改變鋼筋應力應變曲線模擬腐蝕效應 [5-6]。前者模擬方

式尚須折減強度與極限應變，以考慮不均勻腐蝕之影響；後者之模擬方式假設腐蝕鋼筋之斷面積同未腐蝕鋼筋，此種模擬方式較前者簡單，易為工程師所用，因此本文採用後者方式模擬腐蝕鋼筋之拉力行為。在後者方式的模擬中，腐蝕鋼筋之拉力應力應變性質與腐蝕重量損失率之關係，可用以下線性關係表示：式 (1)、(2)、(3) 與 (4) 分別代表重量損失率與正規化腐蝕鋼筋降伏強度、彈性模數、極限應力與極限應變之關係（與未腐蝕性質正規化），β_{fy}、β_E、β_{fu} 與 β_{εu} 分別為相對應之折減係數。

$$\frac{f_{ysc}}{f_{ys0}} = 1 - \beta_{fy} \cdot x(\%) \quad (1)$$

$$\frac{E_{sc}}{E_{s0}} = 1 - \beta_E \cdot x(\%) \quad (2)$$

$$\frac{f_{usc}}{f_{us0}} = 1 - \beta_{fu} \cdot x(\%) \quad (3)$$

$$\frac{\epsilon_{usc}}{\epsilon_{us0}} = 1 - \beta_{\epsilon u} \cdot x(\%) \quad (4)$$

圖 4 顯示作者所蒐集共 18 根，受自然鹽害腐蝕鋼筋之拉力試驗結果 1，試驗結果根據未腐蝕尺寸之不同，區分為三類：D13 (#4)；D16 (#5)；D19 (#6)，分別進行回歸分析，以求得式 (1) 至 (4) 中之折減係數。圖中可觀察到，相較於與變形相關之拉力性質（彈性模數與極限應變），與強度相關之拉力性質（降伏與極限強度）與重量損失率有較好的線性關係，此因強度性質由鋼筋最小斷面控制，而變形特性除與最小斷面有關外，尚與斷面積沿鋼筋長度方向上的分布有關，如前節所述，後者變異性顯著大於前者。回歸分析結果之數據列於表 2，表 2 同時列出文獻中自然腐蝕鋼筋之拉力性質折減係數，由於自然腐蝕鋼筋之取得不易，因此相關文獻並不多見。表中可見降伏強度、彈性模數與極限強度之折減係數，各研究之間之差異不大，極限應變則有較大差異。

表 3 列出文獻中所蒐集之加速腐蝕鋼筋拉力性質折減係數，此類試體由於取得較為容易，因此相關文獻較自然腐蝕多許多。與自然腐蝕之折減係數比較顯示，加速腐蝕之降伏與極限強度折減係數範圍涵蓋自然腐蝕之係數範圍，自然腐蝕係數範圍約落於加速腐蝕係數範圍之中間。更進一步的比較顯示，通電加速腐蝕包覆於混凝土內的鋼筋，所得之腐蝕鋼筋降伏

與極限強度折減係數與自然腐蝕鋼筋類似。多數文獻沒有提供彈性模數之折減係數，在有限的資料點數目內，作者過去所採行的通電加速腐蝕法 [1] 所得之彈性模數折減略大於自然腐蝕所得之值，因此可得較為保守之預測結果，其他研究所得之彈性模數折減係數則

較為不保守。對於極限應變而言，加速腐蝕所得之折減係數一般大於自然腐蝕，顯見加速腐蝕較自然腐蝕更易造成斷面積沿長度方向分布之不均勻性，使極限應變隨腐蝕之增加而折減得更快，此說明了加速腐蝕一般可保守用於預測自然腐蝕鋼筋之極限應變。

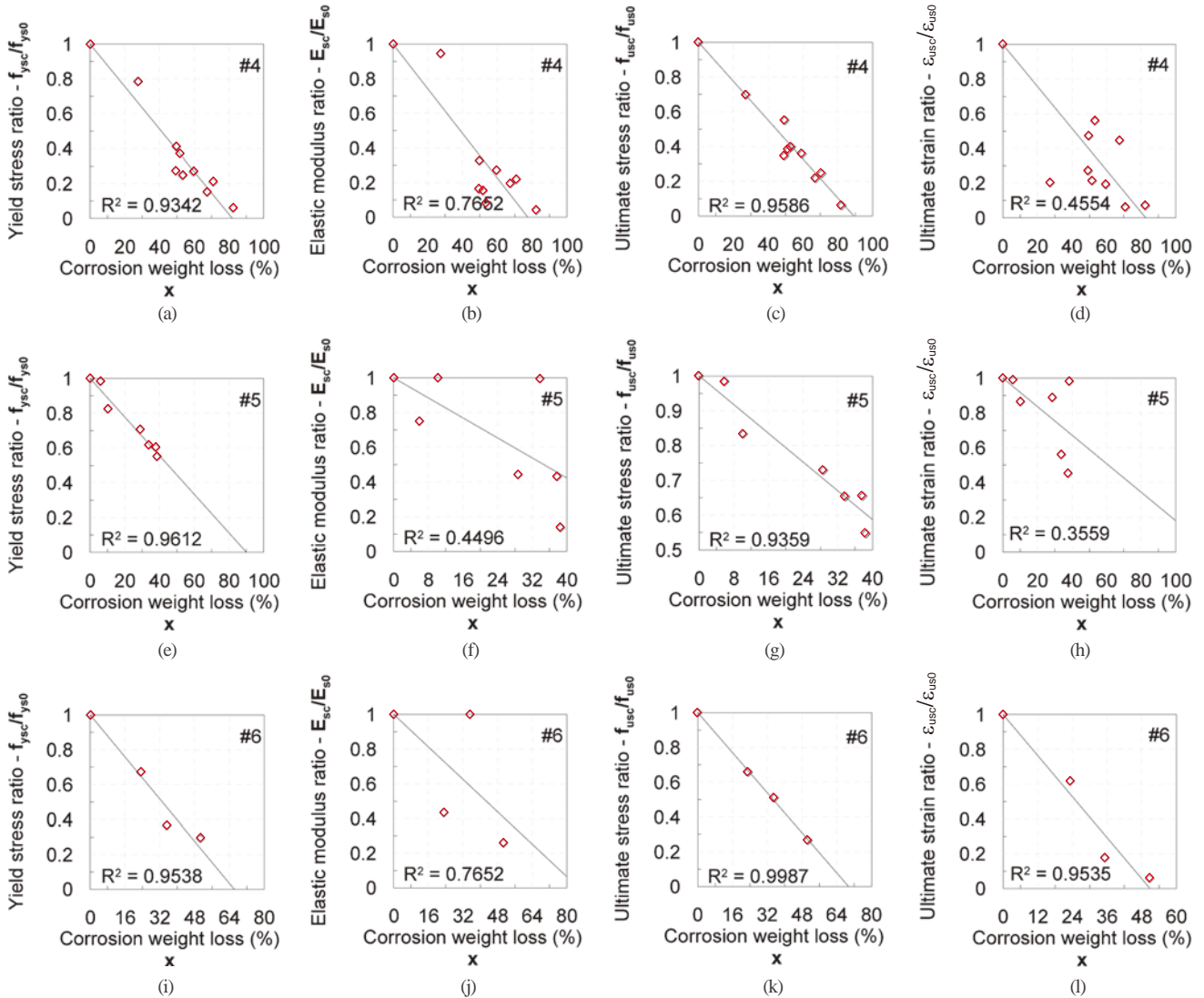


圖 4 受鹽害自然腐蝕鋼筋正規化拉力性質回歸分析：D13 (#4)：(a) f_{ysc}/f_{ys0} ；(b) E_{sc}/E_{s0} ；(c) f_{usc}/f_{us0} ；(d) $\epsilon_{usc}/\epsilon_{us0}$ ；D16 (#5)：(e) f_{ysc}/f_{ys0} ；(f) E_{sc}/E_{s0} ；(g) f_{usc}/f_{us0} ；(h) $\epsilon_{usc}/\epsilon_{us0}$ ；D16 (#6)：(i) f_{ysc}/f_{ys0} ；(j) E_{sc}/E_{s0} ；(k) f_{usc}/f_{us0} ；(l) $\epsilon_{usc}/\epsilon_{us0}$

表 2 自然腐蝕鋼筋拉力性質折減係數

	鋼筋尺寸	x (%)	腐蝕原因	β_{fy}	β_E	β_{fu}	β_{ϵ_u}
郭陳風 [1]	D13 (#4)	27.4 ~ 82.4	鹽害	0.0122	0.0129	0.0112	0.0121
	D16 (#5)	5.9 ~ 38.5	鹽害	0.0111	0.0144	0.0103	0.0082
	D19 (#6)	23.2 ~ 50.7	鹽害	0.0151	0.0129	0.0144	0.0197
Zhang et al. [7]	D6 (#2)	15.6 ~ 31.2	中性化	0.014	未提供	0.0138	未提供
Kashiwabara et al. [8]	D16 (#5)	0 ~ 21	鹽害	0.0119	未提供	未提供	未提供
Palsson and Mirza [9]	D16 (#5)	0 ~ 80	鹽害	未提供	未提供	未提供	0.0166

表 3 加速腐蝕鋼筋拉力性質折減係數

	鋼筋尺寸	x (%)	加速腐蝕方法	腐蝕電流密度	β_{fy}	β_E	β_{fu}	β_{ϵ_u}
				(mA/cm ²)				
郭陳風 [1]	D13 (#4)	0 ~ 31.4	通電、包覆混凝土	0.6	0.0123	0.0179	0.0107	0.0265
	D29 (#9)	0 ~ 19.9			0.0162	0.0185	0.0146	0.0371
Cairns et al. [6]	D16 (#5)	0 ~ 3	通電、包覆混凝土	0.01 ~ 5	0.012	未提供	0.011	0.03
Lee and Cho [10]	D10; D13 (#3; #4)	0 ~ 35	通電、包覆混凝土	未提供	0.0124	0.0075	0.0107	0.0195
			乾濕循環、包覆混凝土	-	0.0198	0.0115	0.0157	0.0259
Du [11]	D8; D16; D32 (#3; #5; #10)	0 ~ 25	通電、裸鋼筋	0.5 ~ 2	0.014	未提供	0.014	0.029
		0 ~ 18	通電、包覆混凝土	1	0.015	未提供	0.015	0.039
Andrade et al. [12]	N/S	0 ~ 11	通電、裸鋼筋	1	0.015	未提供	0.013	0.017
Clark & Saifullah [13]	N/S	0 ~ 18	通電、包覆混凝土	0.5	0.012	未提供	0.014	未提供
					0.013		0.017	
Lee et al. [14]	D10 (#3)	0 ~ 25	通電、包覆混凝土	13	0.012	未提供	未提供	未提供
Apostolopoulos [16]	D10 (#3)	0 ~ 46	鹽霧、裸鋼筋	-	0.017	未提供	0.0158	0.0206
Apostolopoulos [17]	D13 (#4)	0 ~ 10.4	鹽霧、裸鋼筋	-	0.0087	未提供	0.0068	0.0292
Apostolopoulos & Papadopoulos [18]	D10 (#3)	0 ~ 8.5	鹽霧、裸鋼筋	-	0.0139	未提供	0.0124	0.0592

圖 5 將本文所蒐集之所有自然腐蝕鋼筋拉力試驗結果，置於一起進行回歸分析，所得之拉力性質折減係數列於表 4。在降伏與極限強度方面，所有資料點呈現良好之線性關係（圖 5a 與 5c），回歸所得之降伏與極限強度折減係數分別為 0.0123 與 0.0115，意即若重量損失率為 10%，降伏與極限強度將分別下降 12.3% 與 11.5%。在彈性模數與極限應變方面，所蒐集之資料

點呈現較顯著之離散性，所得之折減係數分別為 0.013 與 0.0125，意即若重量損失率為 10%，彈性模數與極限應變將分別下降 13% 與 12.5%。

表 4 建議之自然腐蝕鋼筋拉力性質折減係數

β_{fy}	β_E	β_{fu}	β_{ϵ_u}
0.0123	0.0130	0.0115	0.0125

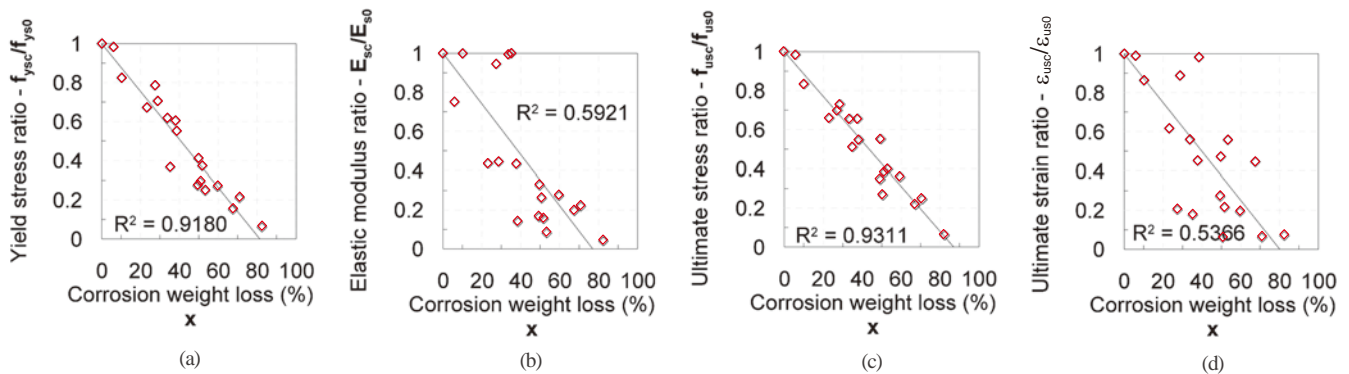


圖 5 所蒐集之自然腐蝕鋼筋正規化拉力性質回歸分析：(a) f_{ysc}/f_{yso} ；(b) E_{sc}/E_{s0} ；(c) f_{usc}/f_{us0} ；(d) $\epsilon_{usc}/\epsilon_{us0}$

腐蝕鋼筋拉力強度與最少斷面有關

本文蒐集自然腐蝕鋼筋與加速腐蝕鋼筋之拉力試驗之結果，研究其拉力行為。研究結果發現腐蝕鋼筋之拉力強度與最小斷面有關，其與腐蝕重量損失率呈現明顯之線性關係；腐蝕鋼筋之變形能力則不只與最小斷面有關，且與斷面積沿鋼筋長度方向之分布有關，其與腐蝕重量損失率之關係呈現較為顯著之離散性。自然腐蝕鋼筋與加速腐蝕鋼筋之拉力性質比對結果顯示，通電加速腐蝕包覆於混凝土內之鋼筋，可得與自然腐蝕近似之強度折減；在極限應變方面，多數加速腐蝕所得之折減皆高於自然腐蝕；在彈性模數方面，作者所採用的通電加速腐蝕可得較自然腐蝕為高的折減結果，其他研究之加速腐蝕則得較低之彈性模數折減。根據所蒐集之自然腐蝕鋼筋拉力試驗數據，本文最後建議模擬自然腐蝕鋼筋拉力性質之折減係數。

符號表

E_{s0} = 未腐蝕鋼筋彈性模數

E_{sc} = 腐蝕鋼筋彈性模數

P_{us0} = 未腐蝕鋼筋極限拉力

P_{usc} = 腐蝕鋼筋極限拉力

P_{ys0} = 未腐蝕鋼筋降伏拉力

P_{ysc} = 腐蝕鋼筋降伏拉力

f_{us0} = 未腐蝕鋼筋極限應力

f_{usc} = 腐蝕鋼筋極限應力

f_{ys0} = 未腐蝕鋼筋降伏應力

f_{ysc} = 腐蝕鋼筋降伏應力

$x(\%)$ = 腐蝕重量損失率 (%)；

例如， $x = 10$ 表 10% 重量損失率

β_E = 彈性模數折減係數

β_{fu} = 極限應力折減係數

β_{fy} = 降伏應力折減係數

$\beta_{\epsilon u}$ = 極限應變折減係數

ϵ_{us0} = 未腐蝕鋼筋極限應變

ϵ_{usc} = 腐蝕鋼筋極限應變



參考文獻

1. 郭陳風,「自然腐蝕與加速腐蝕鋼筋之拉力行為」,國立台灣科技大學營建工程系碩士論文,指導教授:歐昱辰,民國一百零三年一月。
2. Stewart, M. G., “Mechanical Behaviour of Pitting Corrosion of Flexural and Shear Reinforcement and Its Effect on Structural Reliability of Corroding RC Beams,” *Structural Safety*, V. 31, 2009, pp. 19-30.
3. Du, Y., Clark, L. A., and Chan, A. H. C., “Residual Capacity of Corroded Reinforcing Bars,” *Magazine of Concrete Research*, V. 57, No. 3, 2005, pp. 135-147.
4. Kallias, M. I., and Rafiq, M. I., “Performance Assessment of Corroding RC Beams Using Response Surface Methodology,” *Engineering Structures*, V. 49, 2013, pp. 671-685.
5. Ou, Y.-C., Tsai, L.-L., and Chen, H.-H., “Cyclic Performance of Large-Scale Corroded Reinforced Concrete Beams,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V. 41, No. 4, April 2012, pp. 593-604.
6. Cairns, J., Plizzari, G. A., Du, Y., Law, D. W., and Franzoni, C., “Mechanical Properties of Corrosion-Damaged Reinforcement,” *ACI Materials Journal*, V. 102, No. 4, July-August 2005, pp. 256-264.
7. Zhang, W.; Song, X.; Gu, X.; and Li, S., “Tensile and Fatigue Behavior of Corroded Rebars,” *Construction & Building Materials*, V. 34, 2012, pp. 409-417.
8. Kashiwabara, S., Tanimura, Y., Izuminami, R., and Kimura, M., “A Study on Evaluation Method of the Tensile Yield Strength of Corroded Reinforcing Bar Cut Out from Structure,” *Proc. Of the 55th Annual Conference of the Japan Society of Civil Engineers*, V. 357, 2000, pp. 716-717. (in Japanese)
9. Palsson, R., and Mirza, M. S., “Mechanical Response of Corroded Steel Reinforcement of Abandoned Concrete Bridge,” *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 2, Mar.-Apr. 2002, pp. 157-162.
10. Lee, H. S., and Cho, Y. S., “Evaluation of the Mechanical Properties of Steel Reinforcement Embedded in Concrete Specimen as a Function of the Degree of Reinforcement Corrosion,” *International Journal of Fracture*, V. 157, 2009, pp. 81-88.
11. Du, Y., “Effect of Reinforcement Corrosion on Structural Concrete Ductility,” PhD thesis, University of Birmingham, UK, Mar. 2001, 320 pp.
12. Andrade, C., Alonso, C., Garcia, D., and Rodriguez, J., “Remaining Lifetime of Reinforced Concrete Structures: Effect of Corrosion in the Mechanical Properties of the Steel,” *Life Prediction of Corrodible Structures*, NACE, Cambridge, UK, Sept. 1991, pp. 12/1-12/11.
13. Clark, L. A., and Saifullah, M., “Effect of Corrosion Rate on the Bond Strength of Corroded Reinforcement,” *Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete*, R. N. Swamy, ed., Sheffield Academic Press, Sheffield, 1994, pp. 591-602.
14. Lee, H. S., Tomosawa, F., and Noguchi, T., “Effect of Rebar Corrosion on the Structural Performance of Singly Reinforced Beams,” *Durability of Building Materials and Components*, V. 7., C. Sjoström, ed., E&FN Spon, London, 1996, pp. 571-580.
15. Lee, H. S., Tomosawa, F., and Noguchi, T., “Effect of Rebar Corrosion on the Structural Performance of Singly Reinforced Beams,” *Durability of Building Materials and Components*, V. 7., C. Sjoström, ed., E&FN Spon, London, 1996, pp. 571-580.
16. Apostolopoulos, C. A., Papadopoulos, M. P., and Pantelakis, S. G., “Tensile Behavior of Corroded Reinforcing Steel Bars BSt 500s,” *Construction & Building Materials*, V. 20, 2006, pp. 782-789.
17. Apostolopoulos, C. A., “Mechanical Behavior of Corroded Reinforcing Steel Bars S500s Tempcore under Low Cycle Fatigue,” *Construction & Building Materials*, V. 21, 2007, pp. 1447-1456.
18. Apostolopoulos, C. A., and Papadopoulos, M. P., “Tensile and Low Cycle Fatigue Behavior of Corroded Reinforcing Steel Bars S400,” *Construction & Building Materials*, V. 21, 2007, pp. 855-864.

應用研究

擴頭鋼筋於梁柱接頭之應用與設計

林克強／國家地震工程研究中心研究員

邱建國／國立台灣科技大學營建工程系副教授

紀凱甯／國立台灣科技大學營建工程系博士班研究生

梁柱接頭為鋼筋混凝土建築中鋼筋配置最壅塞的一部分，特別在梁構件主筋以彎鉤進行錨定且需耐震設計之梁柱接頭，因此，在此梁柱接頭適當地應用擴頭鋼筋取代傳統標準彎鉤鋼筋，可有效改善在梁柱接頭之鋼筋壅塞問題，以提升該處之鋼筋綁紮與混凝土澆注品質。本文主要介紹 ACI 318-11、ACI 352-02 與日本規範有關應用擴頭鋼筋錨定於梁柱接頭之相關設計規定，並比較三種規範之擴頭鋼筋發展長度。同時，介紹過去針對擴頭鋼筋進行之 CCT 節點強度試驗、實尺寸內柱與外柱梁柱接頭耐震性能試驗、與預鑄實尺寸梁柱接頭耐震性能試驗之試驗結果，對 ACI 318-11 規範有關擴頭鋼筋應用之限制條件提出適用建議，包括鋼筋淨間距限制可放寬至 $2.2 d_b$ ，混凝土強度適用範圍可調整至 70 MPa。試驗結果也顯示，ACI 318-11 規範建議之強度設計用擴頭鋼筋拉力發展長度可提供足夠的強度與變形需求，故此發展長度需求仍適用於耐震設計。在內柱之梁柱接頭試體，其擴頭鋼筋採用直線對接與交錯搭接不同配置型式之試驗結果發現，當擴頭鋼筋配置之埋置長度符合 ACI 318-11 之發展長度要求下，且梁柱交會區之剪力設計符合現行規範之耐震設計規定者，採用擴頭鋼筋直線對接與交錯搭接之試體強度與變形行為大致與直通鋼筋者相當，此結果也證實採兩擴頭鋼筋之配置型式可應用於預鑄工法中。

擴頭鋼筋適合預鑄工法

梁柱接頭為柱構件與梁構件之交會點，為結構中受力最複雜元素之一，特別於邊柱、角柱、頂層柱、不連續梁或柱構件之梁柱節點 (joints)，在傳統工法中

欲符合耐震設計要求時，因主筋端部採彎鉤錨定，且鋼筋彎鉤均朝向交會區之核心錨定，導致交會區內鋼筋配置更為擁擠，易因施工困難而造成混凝土澆置品質不良，進一步引發梁柱接頭強度無法確保之疑慮。傳統上，鋼筋端部錨定形式多以彎鉤為主，依據 ACI 318-08 與 -11 (ACI, 2008, 2011) 或 ACI 352-02 (ACI, 2002) 規範之規定，鋼筋之標準彎鉤錨定長度大於擴頭鋼筋錨定長度，因此若能採用擴頭鋼筋取代傳統彎鉤錨定形式，除能縮短埋置長度外，且能降低因減少彎鉤端部所造成之鋼筋擁塞問題以提高梁柱接頭之施工品質。

近年來，台灣鋼筋混凝土工程隨著社會人口老化，勞動力逐漸縮減，導致直接勞力成本的提高，甚至可能造成缺工，而造成間接時間成本的提高，與工期不確定性的增大，此議題可藉由採用預鑄工法而獲得改善，特別對於工期的改善有正面的幫助。預鑄工法的應用極為多樣性，就考慮構件運輸的方便性而言，柱構件與梁構件分別採用預鑄方式於工廠生產，而於工地進行組裝、綁紮梁柱交會區之鋼筋，並於工地現場澆置混凝土，此方法為預鑄工法中最普遍採用之組合方式，如圖 1 所示。此半預鑄梁構件之下層主筋在梁柱交會處無法直通，故必須預留錨定於梁柱交會區內之鋼筋，過去此錨定鋼筋常採用彎鉤錨定方式施作。任一梁柱接頭可能需與來自四向的梁構件接合，該梁柱交會區匯集預鑄梁與柱構件之主筋與交會區箍筋，若梁主筋採用彎鉤形式錨定於交會區中，將造成在配置與綁紮鋼筋及澆置混凝土上之困難。因此，若鋼筋端部採用擴頭錨定取代彎鉤錨定，有利於紓解預鑄工法中場柱梁柱交會區之梁主筋錨定、箍筋

綁紮與混凝土澆置工作之複雜與困難度。當半預鑄梁構件之下層主筋採用擴頭鋼筋錨定於梁柱會區時，兩側梁構件之擴頭鋼筋可採用擴頭對擴頭之對接配置（如圖 2(a) 所示），或擴頭鋼筋交錯之搭接配置（如圖 2(b) 所示）。其中，擴頭鋼筋之對接配置細節適用柱構件深度夠大，足以提共兩側梁構件擴頭主筋之規定埋置長度者，而擴頭鋼筋之搭接配置細節適用柱構件寬度較寬，足以容納兩向擴頭鋼筋交錯配置之空間者。在擴頭鋼筋之搭接配置細節中，可分為垂直搭接與水平搭接兩種。

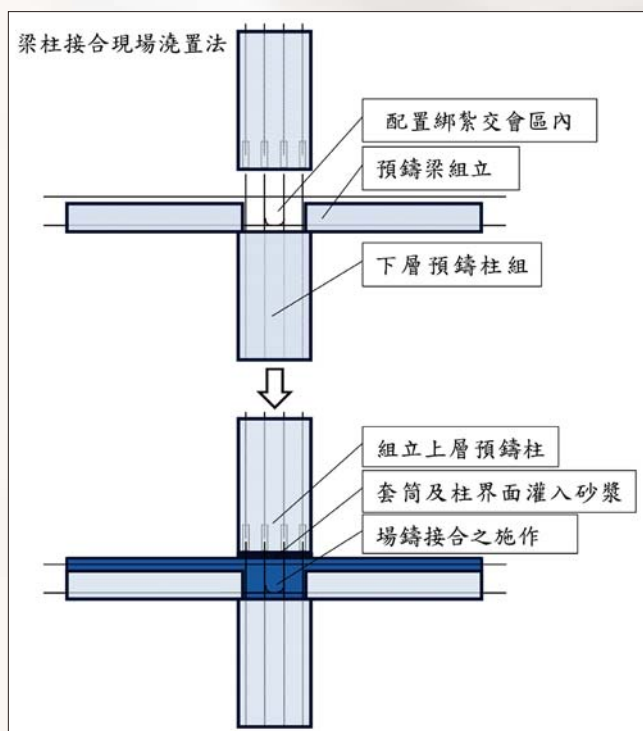
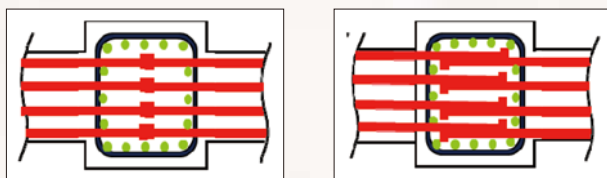


圖 1 梁柱交會區現場澆置之預鑄工法



(a) 直線對接

(b) 交錯搭接

圖 2 兩側梁構件擴頭主筋於梁柱交會區配置細節

擴頭鋼筋於梁柱接頭中，除可有效減緩接頭因鋼筋端部彎鉤所導致之鋼筋擁擠情形，以提升混凝土澆注品質外，並有助於預鑄工法之應用。因此，採用擴頭鋼筋取代傳統彎鉤鋼筋有下列優點：

- (1) 有助減緩接頭因彎鉤所導致之鋼筋擁擠情形，提升混凝土澆注品質；

- (2) 擴頭鋼筋綁紮作業簡單，可減少工時；
- (3) 若應用於大號鋼筋，擴頭的製作費用較彎鉤鋼筋的成本為經濟；
- (4) 可縮短鋼筋之埋置長度，使 RC 構件尺寸及鋼筋配置更具彈性；
- (5) 擴頭鋼筋於製作時其鋼筋必須裁剪平整，精度較高，但現場施工方便，若能廣泛使用有助於提升 RC 構造的施工精度；
- (6) 提升預鑄 RC 構造在現場澆置 RC 梁柱交會區之施工品質。

擴頭鋼筋種類

擴頭鋼筋因其形狀而稱之，國內業界常以香菇頭稱之，亦有稱為 T 頭鋼筋。工程界常見之擴頭鋼筋如圖 3 所示，依擴頭之製作方式可分為三種，包括

- (1) 銲接式擴頭鋼筋，如圖 3(a)、(b) 所示。此擴頭鋼筋因採用銲接方式將鋼筋與鋼板銲接，因此含碳當量 (carbon equivalent, CE) 高之高強度鋼筋不適合進行電銲加工，一般強度超過 SD490 之鋼筋並不適合銲接加工，同時亦慎選鋼板材質。為節省銲接成本與縮短製作週期，此銲接程序通常採用摩擦銲為之，利用兩鋼材摩擦產生高熱，可在數十秒鐘內融熔接合，不必額外使用銲材。銲接式擴頭鋼筋，依與鋼筋銲接的物件可分為鋼板銲接式擴頭鋼筋與螺桿銲接式擴頭鋼筋。其中，前者（詳圖 3(a)）採用適當厚度之鋼板直接與鋼筋摩擦銲接接合，擴頭鋼板之形狀常用圓形或矩形，國內大多採用圓形，以 S45C 之圓鋼棒切片取得；後者（詳圖 3(b)）是以車牙螺桿直接與鋼筋銲接，擴頭鋼板採內車牙與螺桿鎖合。後者雖有調整擴頭鋼板位置之彈性，但成本較前者高。
- (2) 熱軋擴頭式擴頭鋼筋，如圖 3(c) 所示。此類擴頭鋼筋是利用設備將鋼筋末端部分加熱至熔融狀態，再把鋼筋擠壓形成擴頭狀，為一體成形的擴頭樣式。此種擴頭端部的製作應特別注意熱處理對高強度鋼筋的不利因素影響。
- (3) 灌漿式擴頭鋼筋，如圖 3(d) 所示。此類擴頭鋼筋適用於螺紋節鋼筋，是利用之含擴頭端板之粗牙螺紋套筒與螺紋節鋼筋鎖合後，再進行高強度砂漿灌注，以砂漿填塞鋼筋與套筒間隙，並利用砂漿的高固結強度，使成形之擴頭鋼筋能提供反覆拉壓之



圖 3 常用擴頭鋼筋種類

錨定強度，避免鋼筋與套筒間發生滑動。高強度鋼筋（特別針對 SD685 等級以上之鋼筋）因含碳當量高，塑性低，容易脆化等特性，不適合採用電鍍或局部熱處理等高溫方式加工，故在現有之鋼筋材質中，當鋼筋降伏強度等級大於 490 MPa 者，建議採用此種方式製作鋼筋之端部錨定裝置。

相關規範對擴頭鋼筋應用之規定

國內現行結構混凝土設計規範（內政部營建署，2011）尚未對擴頭鋼筋應用提出相關規定，因此本節所介紹之規範包括，台灣結構混凝土設計規範所參照之 ACI 318 規範之 2011 年版、過去廣為擴頭鋼筋使用者引用之 ACI 352-02（ACI, 2002）規範、與日本建築學會出版之鋼筋混凝土構造設計準與解說（AIJ, 2010）。以下說明此三設計規範對應用擴頭鋼筋之設計建議。

ACI 318-11

ACI 318 設計規範於 2008 年版（ACI, 2008）開始針對擴頭鋼筋提出設計規定，列於第 12.6 節中，而 ACI 318 在 2011 年版（ACI, 2011）規範中，有關擴頭鋼筋部分之相關設計規定完全沿用 2008 年版者。ACI 318-11 規範規定，對於無特別表面塗裝之竹節擴頭鋼筋的拉力發展長度 $l_{dt,318}$ 以下式計算

$$l_{dt,318} = 0.192 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (1)$$

且 $l_{dt,318}$ 不得小於 $8 d_b$ 與 150 mm。其中 f_y 與 f'_c 分別為鋼筋降伏強度與混凝土設計抗壓強度（MPa）， d_b 為擴頭鋼筋直徑。對此計算公式也規定下列限制條件：

- (1) 鋼筋之降伏強度不得超過 420 MPa；
- (2) 鋼筋號數不得超過 #11；
- (3) 混凝土為常重混凝土；
- (4) 擴頭端板承壓面積不小於 4 倍鋼筋斷面積（，或擴頭端板面積不小於 5 倍鋼筋斷面積）；
- (5) 淨保護層厚度不小於 $2 d_b$ ；
- (6) 鋼筋淨間距不小於 $4 d_b$ ；
- (7) $l_{dt,318}$ 計算公式中之混凝土強度不取大於 42 MPa 之值。

在上述之限制條件中，擴頭鋼筋淨間距應大於 $4 d_b$ 之限制，幾乎導致擴頭鋼筋於大部分須符合耐震設計之工程實務中無法應用，同時有關鋼筋強度與號數、混凝土有效計算強度與擴頭鋼筋之錨定端板大小之限制，都仍有放寬的空間。

ACI 318-11 規範對應之標準彎鉤發展長度 $l_{dh,318}$ 與直線發展長度 $l_{d,318}$ ，分別依下列公式計算。

$$l_{dt,318} = 0.24 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (2)$$

$$l_{d,318} = 0.9 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{1}{\left[\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right]} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (3)$$

其中 c_b 為鋼筋中心至混凝土表面最短距離與兩鋼筋中心最短距離之半的小者，對於工程實務常用的配筋細節條件與公式限制條件下， $c_b + K_{tr}$ 值介於約 $1.5 d_b$ 至 $2.5 d_b$ 間。若 $c_b + K_{tr}$ 取 $1.5 d_b$ ，該規範規定之擴頭鋼筋發展長度分別為標準彎鉤與直線發展長度的 0.8 與 0.32 倍。在此也應注意，上述 ACI 318-11 規範之擴頭鋼筋發展長度僅規定適用於強度設計，在耐震設計條文中並無擴頭鋼筋發展長度之規定。同時也特別說明，考慮此發展長度之臨界面位於梁柱構件之交界面上。

ACI 352-02

文獻 ACI 352-02 針對應用於梁柱接頭所需之鋼筋發展長度提出建議，擴頭鋼筋之拉力發展長度 $l_{dt,352}$ 為

標準彎鉤發展長度 $l_{dh,352}$ 的 0.75 倍，而標準彎鉤發展長度 $l_{dh,352}$ 以下式計算

$$l_{dh,318} = 0.161\alpha \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (4)$$

其中 α 為計算發展長度鋼筋之強度因子，對於耐震梁柱接頭 α 值至少取 1.25，非耐震接頭 α 值至少取 1.0。因此，對於非耐震與耐震接頭之擴頭鋼筋發展長度 $l_{dt,352U}$ 與 $l_{dt,352S}$ 分別以下列兩式表示

$$l_{dt,352U} = 0.121 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (5)$$

$$l_{dt,352S} = 0.151 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (6)$$

上述擴頭鋼筋拉力發展公式應符合下列限制條件：

- (1) 鋼筋之降伏強度不得超過 420 MPa；
- (2) 混凝土強度不超過 100 MPa；
- (3) 混凝土為常重混凝土；
- (4) 擴頭端板承壓面積應符合 ASTM A970 之規定（推測應引用 1997 年版），不小於 9 倍鋼筋斷面積（或擴頭端板面積不小於 10 倍鋼筋斷面積）。

在此也特別說明，考慮此發展長度之臨界面位於梁柱交會區之橫向箍筋外緣，此臨界面之認定與 ACI 318-11 及日本規範定義者不同。

AIJ 2010

依據日本鋼筋混凝土構造計算規準與解說（AIJ, 2010）第 17 條規定，採用標準彎鉤與擴頭錨定之鋼筋其拉力發展長度之公式與規定均相同，不因採用擴頭鋼筋而可縮短彎鉤鋼筋之發展長度，同時直線鋼筋發展長度之計算公式採用與擴頭或彎鉤之發展長度者相同，其公式如下所示

$$l_{ab} = \beta \frac{S\sigma_t}{10f_b} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (7)$$

其中在鋼筋發展長度內有箍筋圍束之條件下 b 值取 1.0，否則取 1.25； S 為發展長度修正係數，當計算直線發展強度時，用於耐震構材 S 取 1.25，用於非耐震構材 S 取 1.0，當計算彎鉤或擴頭鋼筋之發展長度時，用於耐震構材 S 取 0.7，用於非耐震構材 S 取 0.5； σ_t 為鋼筋欲發展之應力，即鋼筋之降伏強度； f_b 與鋼筋配置之位置有關，若為上層鋼筋者 = 0.8 ($F_c / 40 + 0.9$)，非上層

鋼筋者 = $F_c / 40 + 0.9$ ； F_c 為混凝土強度（MPa）。因此應用於耐震與非耐震構材， S 分別取 1.25 與 1.0 且 b 取 1.0 時，鋼筋直線發展長度 $l_{d,ALIS}$ 與 $l_{d,ALJU}$ 之計算公式分別整理如下：

$$l_{d,ALIS} = \frac{1.25\sigma_t}{10(F_c/40 + 0.9)} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (8)$$

$$l_{d,ALJU} = \frac{1.0\sigma_t}{10(F_c/40 + 0.9)} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (9)$$

在相同條件下，應用於耐震構材之標準彎鉤與擴頭鋼筋之發展長度 $l_{dh,ALIS}$ 與 $l_{dt,ALIS}$ ，及非耐震構材之標準彎鉤與擴頭鋼筋之發展長度 $l_{dh,ALJU}$ 與 $l_{dt,ALJU}$ 分別整理下：

$$l_{dh,ALIS} = l_{dt,ALIS} = \frac{0.7\sigma_t}{10(F_c/40 + 0.9)} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (10)$$

$$l_{dh,ALJU} = l_{dt,ALJU} = \frac{0.5\sigma_t}{10(F_c/40 + 0.9)} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (11)$$

此規範適用於強度不超過 60 MPa 之混凝土材質與強度不超過 SD490 之鋼筋材質。比較上述標準彎鉤或擴頭鋼筋發展長度公式與直線鋼筋發展長度公式可知，對於應用於耐震或非耐震構材，其發展長度比值分別為 0.56 或 0.5。同時也應特別注意，考慮此發展長度之臨界面位於梁柱構件之交界面上，與 ACI 318-11 規範定義者相同。

由上述三規範對於擴頭鋼筋發展長度之規定可知，除 ACI 318-11 規範尚未對擴頭鋼筋應用於耐震設計提建議外，其餘兩規範均明確規定於耐震與非耐震構材中之設計規定。實際試算此三規範之擴頭鋼筋發展長度並列於表 1 與表 2 中，表中之鋼筋降伏強度為 420MPa，表 1 與表 2 分別為 ACI 318-11 規定之擴頭鋼筋發展長度與其他兩規範之非耐震與耐震設計者之比較。由表 1 中顯示，對於非耐震設計之擴頭鋼筋發展長度需求而言，ACI 318-11 規範建議者最為保守，日本規範次之，ACI 352-02 規範者最短。由表 2 中顯示，對於耐震設計之擴頭鋼筋發展長度需求而言，若將 ACI 318-11 規範與其他兩規範比較，則日本規範建議者最為保守，其次為 ACI 318-11，ACI 352-02 規範者最短。在探討此發展長度之計算結果時應特別注意，此結果乃直接將材料強度代入公式計算，並未考慮 ACI 352-02 規範之臨界面定義與其它兩規範不同之差

異，同時也未考慮 ACI 318-11 規範對混凝土強度最大僅可考慮 42 MPa 之限制，在應用此表時也應注意其限制條件的不同。

表 1 擴頭鋼筋非耐震設計之發展長度比較

$f_y = 420 \text{ MPa}$	$f_c = 28 \text{ MPa}$	$f_c = 35 \text{ MPa}$	$f_c = 42 \text{ MPa}$	$f_c = 49 \text{ MPa}$	$f_c = 56 \text{ MPa}$
$l_{dt,318}/d_b$	15.2	13.6	12.4	11.5	10.8
$l_{dt,352U}/d_b$	9.6	8.6	7.8	7.3	6.8
$l_{dt,AIU}/d_b$	13.1	11.8	10.8	9.9	9.1

$$l_{dt,318} = 0.192 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b, \quad l_{dt,352U} = 0.121 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b,$$

$$l_{dt,AIU} = \frac{0.5\sigma_t}{10(F_c/40 + 0.9)} d_b$$

表 2 擴頭鋼筋耐震設計之發展長度比較

$f_y = 420 \text{ MPa}$	$f_c = 28 \text{ MPa}$	$f_c = 35 \text{ MPa}$	$f_c = 42 \text{ MPa}$	$f_c = 49 \text{ MPa}$	$f_c = 56 \text{ MPa}$
$l_{dt,318}/d_b$	15.2	13.6	12.4	11.5	10.8
$l_{dt,352S}/d_b$	12.0	10.7	9.8	9.1	8.5
$l_{dt,AIJS}/d_b$	18.4	16.6	15.1	13.8	12.8

$$l_{dt,318} = 0.192 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b, \quad l_{dt,352S} = 0.151 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b,$$

$$l_{dt,AIJS} = \frac{0.7\sigma_t}{10(F_c/40 + 0.9)} d_b$$

梁柱交會區之剪力需求與容量

台灣地處地震帶，依現行建築物耐震設計規範（內政部營建署，2011a），建築結構在進行設計時，均應符合「強柱弱梁」的耐震設計基本設計要求。因此在進行抗彎構架系統之設計時，應確保柱構件在地震作用下，除一樓底部容許進入非線性行為外，一樓以上各樓層之梁構件端部應較柱構件先發生塑鉸。此梁柱接頭在梁端進入撓曲塑鉸的塑性機制下，梁柱交會區受到可觀之水平剪力作用，故梁柱接頭進行設計時，應確保梁柱交會區之剪力容量大於上述因梁端塑鉸所引致之交會區剪力需求，避免梁柱交會區發生剪力破壞，同時，在梁柱節點處也應檢核梁、柱構件之撓曲強度比，確認屬於強柱弱梁之梁柱接頭。

梁柱接頭為提供剪力強度足夠之梁柱交會區，交會區剪力強度容量 V_n 應大於剪力需求 $V_{jh,u}$ 。內柱梁柱

接頭之交會區剪力需求，為梁兩端產生撓曲塑鉸時所傳入梁柱交會區的水平剪力，可以下式計算

$$V_{jh,u} = 1.25(A_s + A'_s)f_y - V_{col} \quad (12)$$

其中，當梁柱接頭之兩側梁配置相同數量的上、下層鋼筋，其鋼筋量分別為 A_s 、 A'_s ； f_y 為鋼筋標稱降伏強度； V_{col} 為柱剪力；式中之係數 1.25 乃考慮梁主筋在發展完全撓曲塑鉸時，因應變硬化效應所增加之拉力強度比，即設計時梁主筋拉力應考慮鋼筋標稱降伏強度之 1.25 倍。依據國內結構混凝土設計規範（內政部營建署，2011）或 ACI 318-11 設計規範之耐震設計規定中，梁柱接頭交會區標稱剪力強度容量 V_n 為

$$V_n = 0.083\gamma\sqrt{f'_c}b_jh_c \quad (\text{MPa}) \quad (13)$$

其中， γ 剪力容量係數，依梁柱接頭受梁構件束制不同之條件分類，可分為：(1) 接頭四面皆受圍束者， γ 為 20；(2) 三面或兩對面圍束者， γ 為 15；(3) 其他型式者， γ 為 12； $b_j \times h_c$ 為交會區有效抗剪面積 (mm^2)， b_j 為交會區有效抗剪寬度 (mm)， h_c 為交會區受剪方向之深度 (mm)； f'_c 為混凝土設計抗壓強度 (MPa)。為確保梁柱交會區確實提供足夠剪力強度容量，規範要求強度應考慮材料的不確定性與構件受力種類等因素，設計時需經強度折減因子 ϕ 的折減，其公式如下：

$$\phi V_n \geq V_{jh,u} \quad (14)$$

$$\phi = 0.85$$

為確保強柱弱梁之基本耐震設計要求，上述規範也規定梁柱接頭應檢核柱、梁的撓曲強度比 R_m ，其值須大於 1.2，以確保梁柱接頭在側向地震力作用下，梁構件比柱構件先達降伏。梁柱撓曲強度比定義為

$$R_m = \sum M_{nc} / \sum M_{nb} \quad (15)$$

其中， $\sum M_{nc}$ 、 $\sum M_{nb}$ 分別為梁柱接頭在受地震力作用方向，柱構件與梁構件端部之標稱撓曲強度總和。

擴頭鋼筋相關試驗研究成果

根據 ACI 318-11 規範對擴頭鋼筋之設計建議，其規定鋼筋淨間距不得少於 $4d_b$ 、混凝土強度之應用不得超過 42 MPa、及擴頭端板淨面積不得低於 $4A_b$ 等限制條件，在考量工程實務與施工效率，部分限制似乎

過於保守，為尋求更有效率應用並確認其適用範圍，過去已針對擴頭鋼筋進行 CCT 節點強度試驗、實尺寸內柱與外柱梁柱接頭耐震性能試驗、與預鑄實尺寸梁柱接頭耐震性能試驗，目的欲對 ACI 318-11 規範有關擴頭鋼筋應用之限制條件提出適當修正建議。

CCT 節點強度試驗

本試驗（林克強，2011）之目的欲釐清 ACI 318-11 規範對其擴頭鋼筋應用條件之適用性，並提出適當設計建議，故將針對鋼筋淨間距、混凝土強度、及擴頭端板面積等條件進行探討，詳細設計參數詳表 3，試體設計及實際試驗配置則如圖 4 所示。

試驗成果針對擴頭鋼筋配置淨間距、混凝土強度、與鋼筋型式與擴頭端板面積進行探討。根據擴頭鋼筋配置淨間距之比較成果顯示，在未配置圍束箍筋且

主筋採用兩根及三根十號擴頭鋼筋者，其擴頭鋼筋淨間距 $1.5 d_b$ 之錨定強度皆為淨間距 $4.0 d_b$ 者的 101%；在配置圍束箍筋（D10@100mm）且主筋採用兩根及三根十號擴頭鋼筋者，其擴頭鋼筋淨間距 $1.5 d_b$ 之錨定強度分別為淨間距 $4.0 d_b$ 者的 106% 及 83%（詳圖 5）。

圖 6 中亦顯示，在未配置圍束箍筋且主筋採用兩根及三根十號擴頭鋼筋者，其擴頭鋼筋淨間距 $1.5 d_b$ 之錨定強度分別為淨間距 $4.0 d_b$ 者的 100% 及 85%；在配置圍束箍筋（D10@100mm）且主筋採用兩根及三根十號擴頭鋼筋者，其擴頭鋼筋淨間距 $1.5 d_b$ 之錨定強度分別為淨間距 $4.0 d_b$ 者的 91% 及 88%（詳圖 6）。由上述探討得知，擴頭鋼筋淨間距 $1.5 d_b$ 之錨定性能與間距 $4.0 d_b$ 者相當，故 ACI 318-11 規範建議最小淨間距 $4.0 d_b$ 之限制能夠有效縮減至 $1.5 d_b$ 以上，為考量工程施作之可行性，建議其最小淨間距配置為 $2.0 d_b$ 。

表 3 CCT 節點強度試驗之研究參數表

Specimen	a	b	c	d	E	Bar	Ap/Ab	No. of bars	Spacing of bars	f'_c (MPa)	Confine (mm)
	(mm)										
CT01C6D32N1H3T31	500	400	400	1100	160	#10	3	1	0	42	#3@100
CT02C6D32N1H5T31	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	42	#3@100
CT08C6D32N1B9	700	600	600	1620	160	#10	B-90o	1	0	42	0
CT09C6D32N1B18	500	400	400	1100	160	#10	B-180o	1	0	42	0
CT11C6D32N2H5S40T31	500	400	400	1100	320	#10	5	2	4db	42	#3@100
CT11C6D32N2H5S40	500	400	400	1100	320	#10	5	2	4db	42	0
CT12C6D32N3H5S40T31	500	400	400	1100	480	#10	5	3	4db	42	#3@100
CT12C6D32N3H5S40	500	400	400	1100	480	#10	5	3	4db	42	0
CT13C6D36N2H5S40T31	500	400	400	1100	360	#11	5	2	4db	42	#3@100
CT13C6D36N2H5S40	500	400	400	1100	360	#11	5	2	4db	42	0
CT14C6D36N3H5S40T31	500	400	400	1100	540	#11	5	3	4db	42	#3@100
CT14C6D36N3H5S40	500	400	400	1100	540	#11	5	3	4db	42	0
CT15C6D32N2H5S15T31	500	400	400	1100	320	#10	5	2	1.5db	42	#3@100
CT15C6D32N2H5S15	500	400	400	1100	320	#10	5	2	1.5db	42	0
CT16C6D32N3H5S15T31	500	400	400	1100	480	#10	5	3	1.5db	42	#3@100
CT16C6D32N3H5S15	500	400	400	1100	480	#10	5	3	1.5db	42	0
CT17C6D36N2H5S15T31	500	400	400	1100	360	#11	5	2	1.5db	42	#3@100
CT17C6D36N2H5S15	500	400	400	1100	360	#11	5	2	1.5db	42	0
CT18C6D36N3H5S15T31	500	400	400	1100	540	#11	5	3	1.5db	42	#3@100
CT18C6D36N3H5S15	500	400	400	1100	540	#11	5	3	1.5db	42	0
CT19C8D32N1H5T31	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	56	#3@100
CT19C8D32N1H5	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	56	0
CT20C10D32N1H5T31	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	70	#3@100
CT20C10D32N1H5	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	70	0
CT21C6D32N1H5T32	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	42	#3@200
CT21C6D32N1H5T41	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	42	#4@100
CT22C8D32N1H5T32	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	56	#3@200
CT22C8D32N1H5T41	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	56	#4@100
CT23C10D32N1H5T32	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	70	#3@200
CT23C10D32N1H5T41	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	70	#4@100
CT24C6D32N1H3	500	400	400	1100	160	#10	3	1	0	42	0
CT24C6D32N1H5	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	42	0
CT25C6D32N1H7T31	500	400	400	1100	160	#10	7	1	0	42	#3@100
CT25C6D32N1H7	500	400	400	1100	160	#10	7	1	0	42	0
CT26C6D32N1H1T31	500	400	400	1100	160	#10	1	1	0	42	#3@100
CT26C6D32N1H1	500	400	400	1100	160	#10	1	1	0	42	0

註：CT 為 CCT 節點試驗，C 為混凝土強度為 (ksi)；D 為抗拉主筋 (mm)；N 為抗拉主筋根數；H 為 T 頭端板面積；B 為標準彎鉤；S 為鋼筋配置間距 (d_b)；T 為節點區內圍束箍筋之配置 (#, mm)。

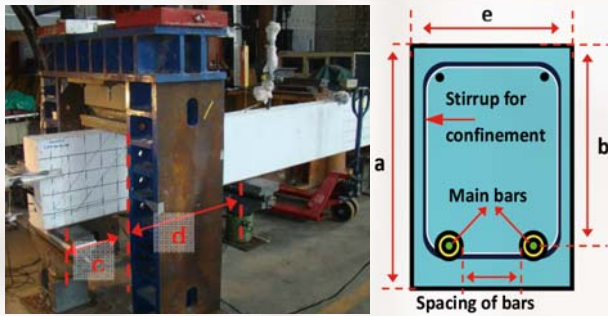


圖 4 CCT 節點強度試驗之試體設計及試驗配置圖

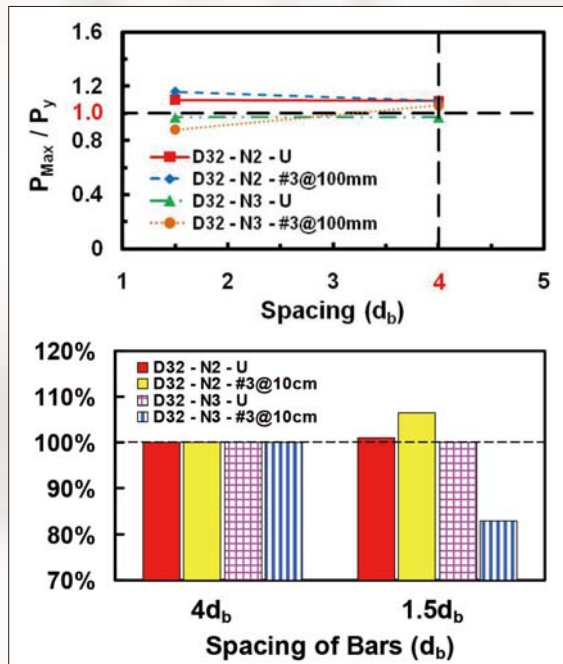


圖 5 十號擴頭鋼筋配置淨间距 $4.0 d_b$ 及 $1.5 d_b$ 之錨定性能比較圖

混凝土強度之比較成果方面，在未配置圍束箍筋且主筋採用十號擴頭鋼筋者，當混凝土強度採用 56 MPa 及 70 MPa 時，其錨定性能分別為 42 MPa 的 113% 及 85%；在配置圍束箍筋 (D10@200mm) 且主筋採用十號擴頭鋼筋者，當混凝土強度採用 56MPa 及 70 MPa 時，其錨定性能分別為 42 MPa 的 117% 及 115%；在配置圍束箍筋 (D10@100mm) 且主筋採用十號擴頭鋼筋者，當混凝土強度採用 56 MPa 及 70 MPa 時，其錨定性能分別為 42MPa 的 110% 及 117%；在配置圍束箍筋 (D13@100mm) 且主筋採用十號擴頭鋼筋者，當混凝土強度採用 56MPa 及 70MPa 時，其錨定性能分別為 42MPa 的 120% 及 108% (詳圖 7)。由上述歸納得知，增加混凝土強度將有效抵抗握裹應力所引致之剪應力，進而提升擴頭鋼筋錨定性能，故 ACI 318-11 規範建議混凝土強度有效適用範圍可調整至 70 MPa。

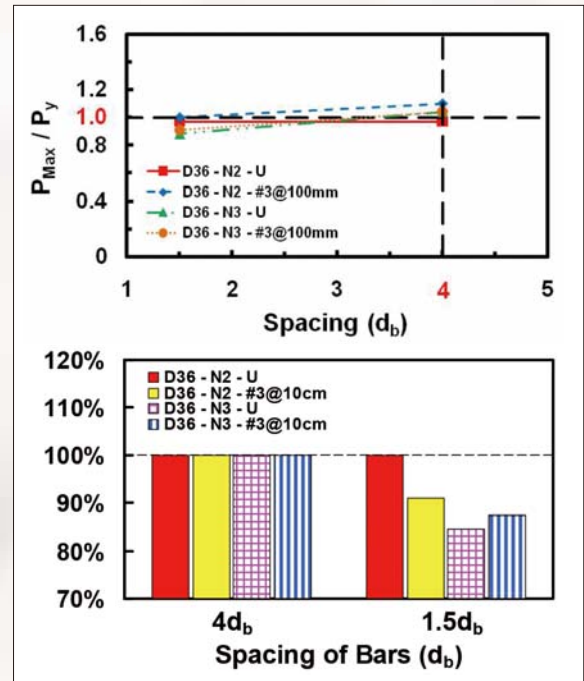


圖 6 十一號擴頭鋼筋配置淨间距 $4.0 d_b$ 及 $1.5 d_b$ 之錨定性能比較圖

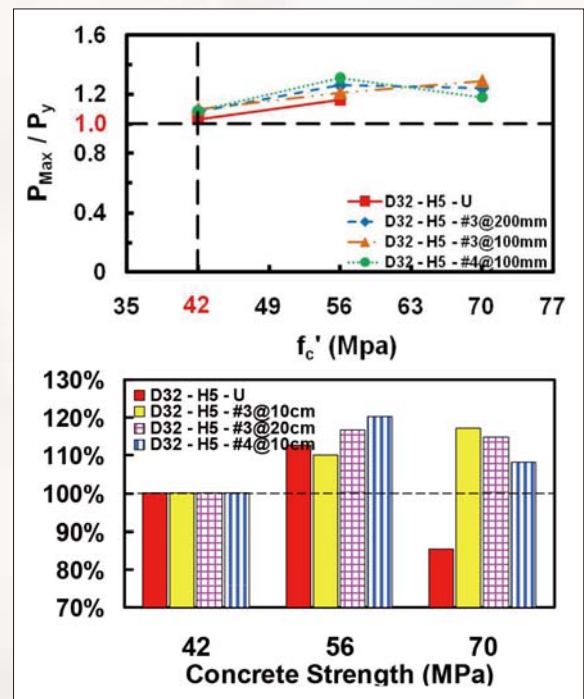


圖 7 混凝土強度對擴頭鋼筋之錨定性能之比較圖

根據鋼筋型式與擴頭端板面積之比較成果顯示，在未配置圍束箍筋且主筋採用十號鋼筋條件下，擴頭端板面積為 3、5 及 7 倍鋼筋斷面積者，其錨定性能分別較標準 90° 彎鉤鋼筋提升 1、6 及 18%，此結果顯示，3 倍鋼筋斷面積之擴頭端板面積，其錨定強度已足夠取代標準彎鉤鋼筋；在配置圍束箍筋 (D10@100mm) 且主筋採用十號鋼筋條件下，擴頭端板面積為 3、5 及 7 倍鋼筋斷面

積者，其錨定性能分別較直鋼筋提升 13、26 及 45% (詳圖 8)。歸納得知，當擴頭端板面積為 3 倍鋼筋斷面積時，其擴頭鋼筋錨定性能與標準 90 度彎鉤鋼筋相當，且端板面積為 5 倍鋼筋斷面積時，錨定性能更佳，日後若有更多實驗數據佐證，ACI 318-11 規範建議之擴頭最小端板面積亦可能有效縮減至 4 倍鋼筋斷面積。

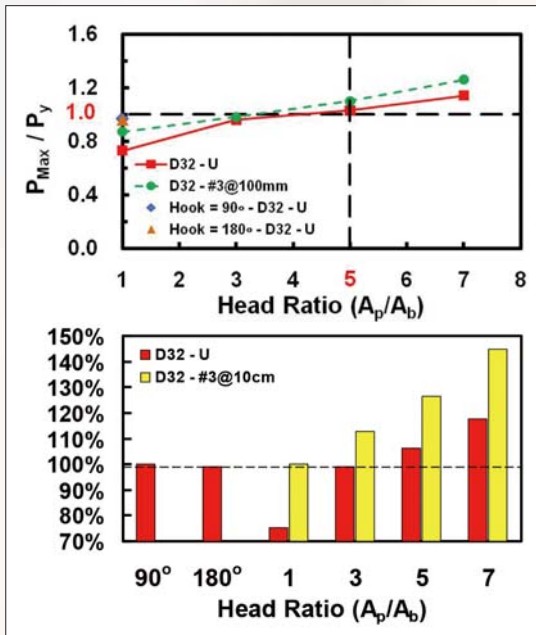


圖 8 標準彎鉤與擴頭鋼筋錨定性能之比較圖

實尺寸內柱梁柱接頭耐震性能試驗

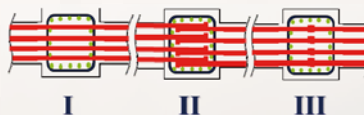
透過前述 CCT 節點強度之試驗得知，擴頭鋼筋之錨定性能與標準彎鉤鋼筋相當，故本試驗 (Lin, 2013) 主要針對擴頭鋼筋錨定於梁柱接頭內之耐震性能進行評估，並對接頭交會區之鋼筋配置形式及擴頭鋼筋淨間距進行配置進行檢核，共進行九組內柱接頭試驗，詳細試體設計參數詳表 4，試驗配置如圖 9 所示。以下針對研究參數重點進行依詳細描述：

接頭交會區之鋼筋配置形式：為確認擴頭鋼筋能夠確實有效地應用於鋼筋混凝土梁柱接頭中，將藉由九組內柱試體來探討交會區之耐震行為差異，試體之梁上層鋼筋皆為直通鋼筋，下層鋼筋配置則採用搭接、對接與對鉤形式。

梁構件之擴頭鋼筋淨間距配置：鑒於 ACI 318-11 規範中擴頭鋼筋配置淨間距為 $4 d_b$ 之條款，其將直接影響構件尺寸過大之疑慮，故為證實擴頭鋼筋配置淨間距能進一步縮減之可行性，將藉由四組內柱接頭試體來探討交會區鋼筋於搭接及對接接合形式下，鋼筋淨間距採用 $4 d_b$ 及 $2.2 d_b$ 之耐震行為差異。

表 4 內柱梁柱接頭試體之設計參數表

Spec	Config	Beam Bar			Connection Type	Spacing of Rebar (d_b)	Materials				Member Strength		Development Length	
		Num	d_b (mm)	ρ (%)			Design		Actual				Design	
							f'_c (MPa)	f_y (MPa)	f'_{ca} (MPa)	f_{ya} (MPa)	$\Sigma M_{nc} / \Sigma M_{nb}$	V_{jhu} / V_n	l_{dt} (mm)	l_{dt} / d_b
T1	Top.	5	25	1.2	I	4.0	41.2	412	43.2	469	1.47	0.87	650	25.6
	Bot.				II								528	20.8
T2	Top.	5	25	1.2	I	4.0			42.3	469	1.47	0.87	650	25.6
	Bot.				III									
T3	Top.	6	25	1.5	I	2.2			40.5	469	1.24	1.08	650	25.6
	Bot.				II									
T4	Top.	6	25	1.5	I	2.2			46.3	469	1.26	1.01	650	25.6
	Bot.				III									
T5	Top.	8	25	2.0	I	2.2			43.2	469	1.23	1.04	650	25.6
	Bot.				I									
T6	Top.	8	25	2.0	III	2.2			42.0	469	1.22	1.06	309	12.2
	Bot.				III								309	12.2
TX1	Top.	4	25	1.0	I	2.2			44.8	489	1.83	0.51	650	25.6
	Bot.				II									
TX2	Top.	4	25	1.0	I	2.2			44.4	489	1.83	0.64	650	25.6
	Bot.				III									
TX3	Top.	4	25	1.0	I	2.2			43.4	489	1.83	0.64	650	25.6
	Bot.				II									



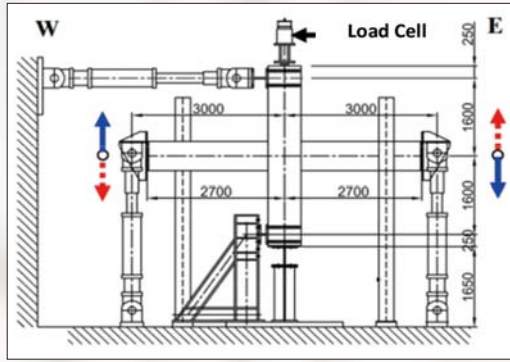


圖 9 內柱梁柱接頭試體之試驗配置圖

試驗成果方面，分為交會區鋼筋接合形式及擴頭鋼筋配置淨間距之探討。圖 10 及圖 11 分別為內柱接頭試體 TX1 與 TX2 及試體 TX2 與 TX3 之彎矩包絡線及消散能量比較，三者試體之上層鋼筋均採直通形式，其中試體 TX1 及 TX3 梁之下層擴頭鋼筋採用搭接形式於交會區進行錨定，試體 TX2 則採用對接形式。由圖 10 及圖 11 得知，當擴頭鋼筋配置淨間距為 $2.2 d_b$ ，梁筋比為 1.0% 且交會區剪力比為 0.58 時，試體 TX1、TX2 及 TX3 之彎矩包絡線均顯示，上層直通鋼筋之彎矩變形能力均與下層鋼筋採用搭接或對接形式之錨定

性能相當，確認擴頭鋼筋採用搭接或對接形式取代直通鋼筋之可行性。進一步比較鋼筋搭接及對接形式之錨定性能發現，兩者之彎矩包絡線大致相同，且總消散能量曲線於梁端變位角達 4% 前近乎吻合。由上述現象得知，當交會區剪力比於 0.58 條件下，其交會區之擴頭鋼筋採用搭接或對接形式錨定時，兩者之耐震性能相當。

圖 12 為內柱接頭試體 T1 與 T2 之彎矩包絡線及消散能量比較，二者試體之上層鋼筋均採直通形式，梁之下層擴頭鋼筋則分別採用搭接及對接於交會區進行錨定。當擴頭鋼筋配置淨間距為 $4.0 d_b$ ，梁筋比為 1.2% 且交會區剪力比為 0.87 時，試體 T1 及 T2 之彎矩包絡線均顯示，上層直通鋼筋之彎矩變形能力均與下層鋼筋採用搭接或對接形式之錨定性能相當，確認擴頭鋼筋採用搭接或對接形式取代直通鋼筋之可行性。進一步比較鋼筋搭接及對接形式之錨定性能發現，兩者之彎矩包絡線及總消散能量曲線大致相同。由上述現象得知，當交會區剪力比於 0.87 條件下，其交會區之擴頭鋼筋採用搭接或對接形式進行錨定時，兩者之耐震性能相當。

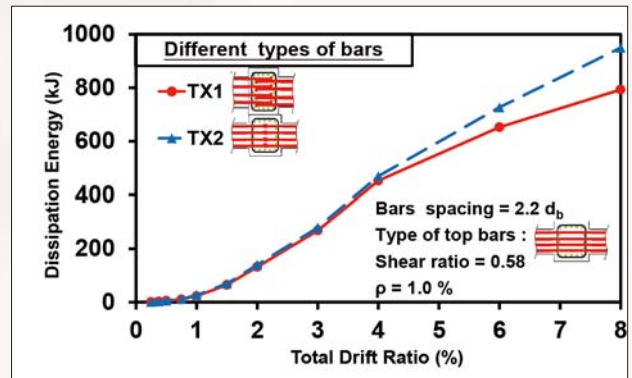
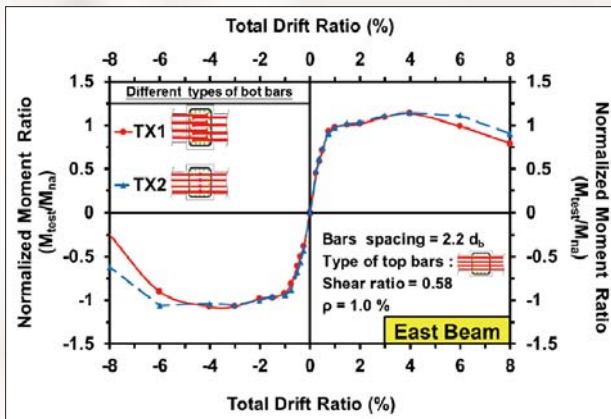


圖 10 試體 TX1 與 TX2 之擴頭鋼筋採用不同接合形式之彎矩包絡線與消能比較圖

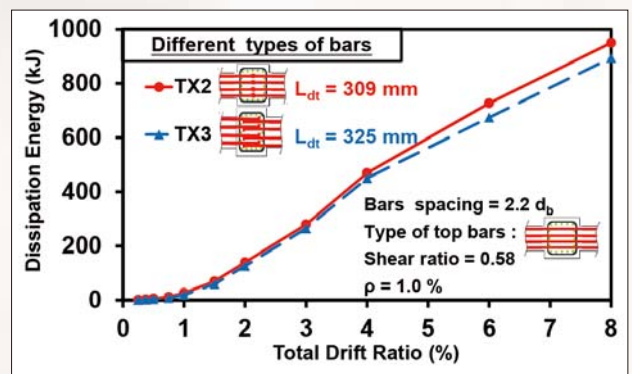
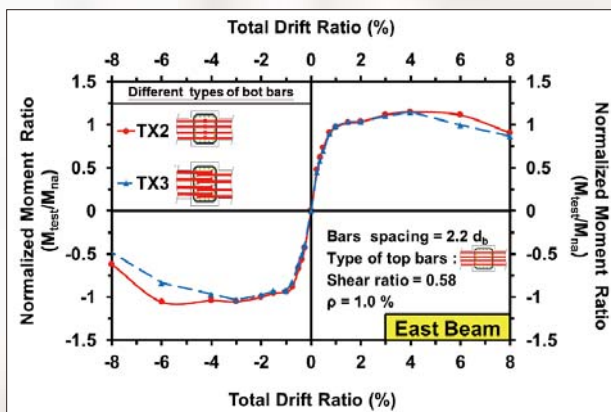


圖 11 試體 TX2 與 TX3 之擴頭鋼筋採用不同接合形式之彎矩包絡線與消能比較圖

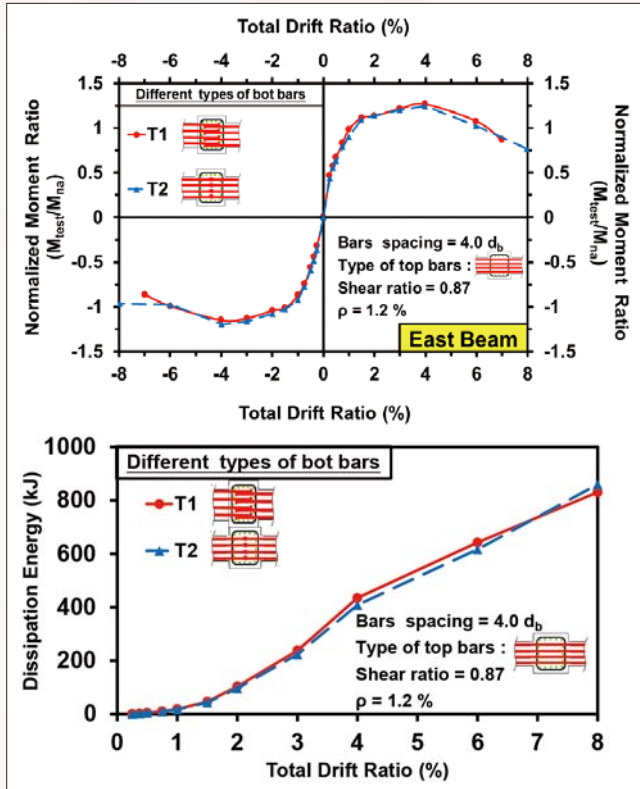


圖 12 試體 T1 與 T2 之擴頭鋼筋採用不同接合形式之彎矩包絡線與消能比較圖

圖 13 為內柱接頭試體 T3 與 T4 之彎矩包絡線及消散能量比較，二者試體之上層鋼筋均採直通形式，梁之下層擴頭鋼筋則分別採用搭接及對接於交會區進行錨定。當擴頭鋼筋配置淨間距為 $2.2 d_b$ ，梁筋比為 1.5% 且交會區剪力比為 1.05 時，試體 T3 與 T4 之彎矩包絡線均顯示，上層直通鋼筋之彎矩變形能力均與下層鋼筋採用搭接或對接形式之錨定性能相當，確認擴頭鋼筋採用搭接或對接形式取代直通鋼筋之可行性。進一步比較鋼筋搭接及對接形式之錨定性能發現，兩者之彎矩包絡線及總消散能量曲線於梁端變位角達 3% 前均與對接形式相似，但當梁端變位角超過 3% 時，其採用對接形式之耐震性能明顯不如搭接形式。由上述現象得知，當交會區剪力比於 1.05 條件下，其交會區之擴頭鋼筋採用搭接形式進行錨定時，其耐震性能相對較採用對接形式者佳。

圖 14 為交會區擴頭鋼筋採用不同接合形式下之彎矩折減率比較圖，其擴頭鋼筋配置淨間距分別為 $4.0 d_b$ 及 $2.2 d_b$ ，此彎矩折減率即任一變位角條件下之第三迴圈與第一迴圈的彎矩比值。當擴頭鋼筋配置淨間距為 $4.0 d_b$ ，梁筋比為 1.2% 且交會區剪力比為 0.87 時，交會區不論採用直通鋼筋、搭接或對接形式錨定下，

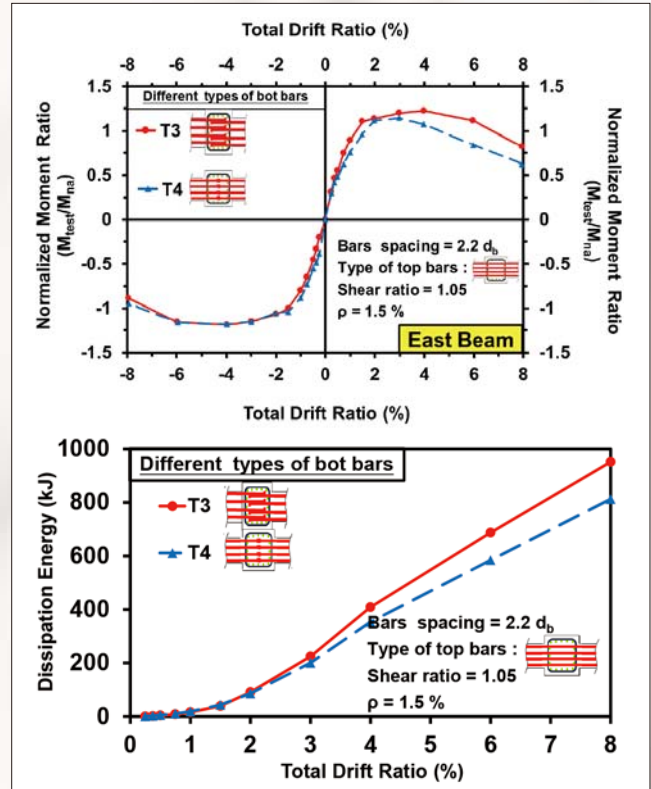


圖 13 試體 T3 與 T4 之擴頭鋼筋採用不同接合形式之彎矩包絡線與消能比較圖

其三者之彎矩折減量皆相當；當擴頭鋼筋配置淨間距為 $2.2 d_b$ 梁筋比為 1.5% 且交會區剪力比為 1.08 時，其三者之彎矩折減量亦相當，且梁端彎矩於變位角達 6% 前，三者均還保有梁端最大彎矩之 80%。由上述現象得知，當交會區剪力比於 0.87 及 1.08 條件下，交會區擴頭鋼筋採用搭接、對接形式或直通鋼筋進行錨定時，三者均擁有相似之耐震性能。

針對擴頭鋼筋配置淨間距之比較，圖 15 及圖 16 分別為內柱接頭試體 T1 與 T3 及試體 T2 與 T4 之彎矩包絡線比較，其中試體 T1 與 T2 配置之擴頭鋼筋淨間距為 $4.0 d_b$ ，試體 T3 與 T4 則為 $2.2 d_b$ 。由圖 15 及圖 16 觀察發現，當梁上層筋採用直通鋼筋形式，且下層擴頭鋼筋採用搭接或對接形式於交會區進行錨定時，無論擴頭鋼筋配置淨間距為 $4.0 d_b$ 或 $2.2 d_b$ ，兩者之梁端彎矩與變形能力均相當，意即擴頭鋼筋配置淨間距 $2.2 d_b$ 之交會區耐震性能等同於 $4.0 d_b$ 。

實尺寸外柱梁柱接頭耐震性能試驗

本試驗 (Lin, 2013) 主要針對接頭交會區之及擴頭鋼筋錨定長度進行探討，並比較標準彎鉤與擴頭鋼筋之錨定性能，共進行六組外柱接頭試驗，詳細試體

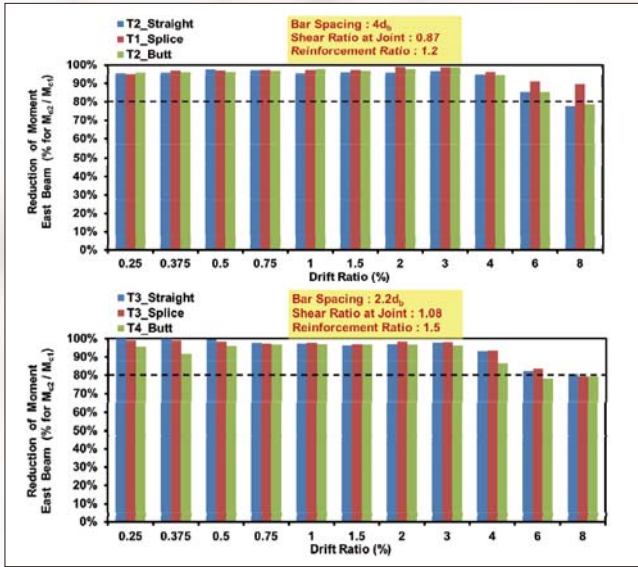


圖 14 交會區擴頭鋼筋採用不同接合形式之彎矩折減率比較圖

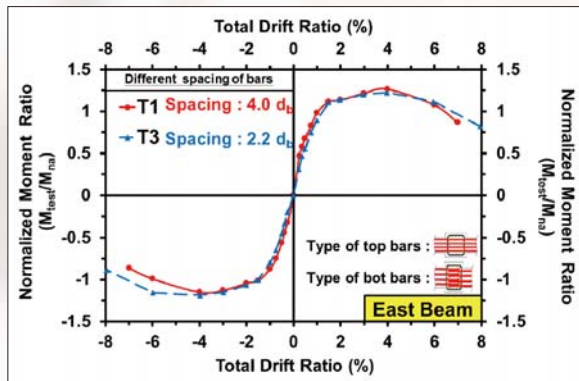


圖 15 試體 T1 與 T3 之擴頭鋼筋配置不同淨间距下之包絡線比較圖

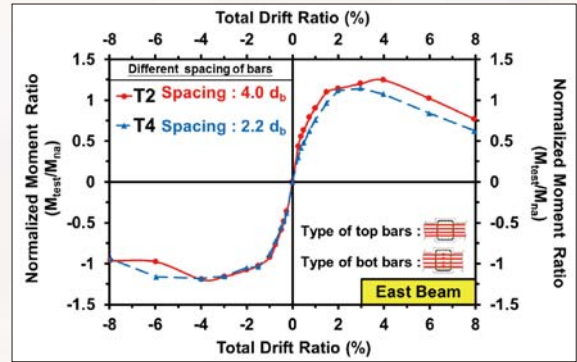


圖 16 試體 T2 與 T4 之擴頭鋼筋配置不同淨间距下之包絡線比較圖

設計參數詳表 5，試驗配置如圖 17 所示。以下針對研究參數重點進行依詳細描述：

梁構件之擴頭鋼筋於交會區錨定長度：由於美、日規範尚未對擴頭鋼筋之耐震錨定長度提出建議，故本研究將藉由外柱接頭試體探討滿足耐震性能下之擴頭鋼筋錨定長度。錨定長度 l_{dt} 之設計乃利用各規範建議之規定，分別採用 216 (ACI 352-02)、309 (ACI 318-11)、380 及 450 mm。

標準彎鉤與擴頭鋼筋之耐震性能差異：基於施工、設計及成本需求，採用擴頭鋼筋配置將會優於標準彎鉤鋼筋，但兩者於耐震性能上之差異並未進行確認，故本試驗將藉由梁柱接頭試體來確認此差異性。

表 5 外柱梁柱接頭試體之設計參數表

Spec	Config	Beam Bar			Connection Type	Spacing of Rebar (d_b)	Materials				Member Strength		Development Length	
		Num	d_b (mm)	ρ (%)			Design		Actual		$\Sigma M_{nc} / \Sigma M_{nb}$	$V_{jh,u} / V_n$	l_{dt} (mm)	l_{dt} / d_b
							f'_c (MPa)	f_y (MPa)	f'_{ca} (MPa)	f_{ya} (MPa)				
T7	Top.	6	25	4.0	IV	2.2	41.2	412	46.8	445	2.64	0.59	528	20.8
	Bot.				IV								528	20.8
T8	Top.	6	25	1.5	IV	2.2			50.0	445	2.66	0.57	309	12.2
	Bot.				IV								216	8.5
T9	Top.	6	25	1.5	V	2.2			49.4	445	2.66	0.58	528	20.8
	Bot.				V								528	20.8
TT1	Top.	6	25	1.5	IV	2.2			50.2	465	2.51	0.61	309	12.2
	Bot.				IV								216	8.5
TT2	Top.	6	25	1.5	IV	2.2			53.8	465	2.51	0.61	450	17.7
	Bot.				IV								380	15.0
TT3	Top.	6	25	1.5	IV	2.2			50.0	465	2.51	0.61	309	12.2
	Bot.				IV								309	12.2



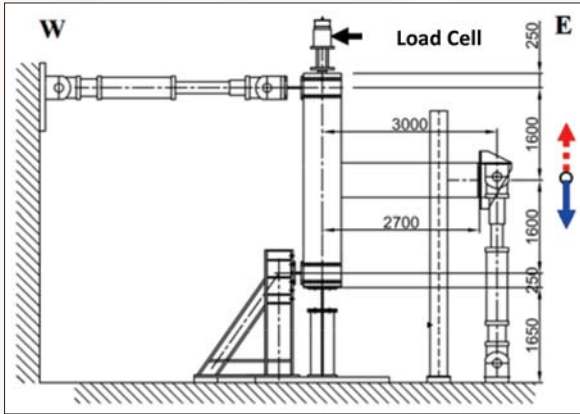


圖 17 外柱梁柱接頭試體之試驗配置圖

試驗成果方面，分為交會區擴頭鋼筋錨定長度及傳統彎鉤與擴頭鋼筋之探討。圖 18 為梁端彎矩正規化與擴頭鋼筋錨定長度之關係圖，縱軸為試驗後得到之梁端最大彎矩 M_{peak} 與藉由 1.25 倍設計鋼筋降伏強度計算標稱彎矩 $M_{n,1.25}$ 之比值；橫軸為本研究設計之擴頭鋼筋錨定長度 l_{dt} 與鋼筋直徑之比值。圖中藍色圓形標點代表試體破壞模式為梁端塑鉸發揮，紅色三角形則為鋼筋拉拔破壞。由圖 18 中發現，擴頭鋼筋錨定長度為 216 mm ($l_{dt} / d_b = 8.3$) 之外柱接頭試體 (T8 及 TT1)，均無法提供足夠之錨定能力驅使梁構件塑鉸發揮，形成鋼筋拉拔破壞之模式；藉由 ACI 318-11 規範設計擴頭鋼筋錨定長度為 309 mm ($l_{dt} / d_b = 12.2$) 之外柱接頭試體 (TT3)，其梁端彎矩比值達到 1.05 及 1.15，已能提供足夠錨定能力驅使梁構件塑鉸發揮，其中接頭試 TT8 及 TT1 之交會區上層鋼筋雖然配置長度為 309 mm，但由於受下層鋼筋錨定長度 216 mm 於反覆地震力作用下之影響，使得整體耐震行為不如預期發揮；至於擴頭鋼筋錨定長度為 380、450、528 mm ($l_{dt} / d_b = 15.0$ 、17.7

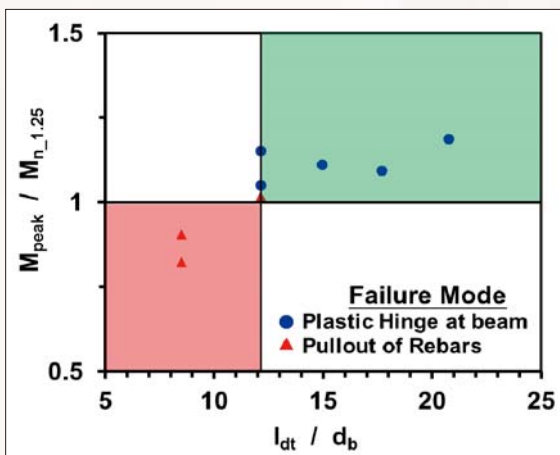


圖 18 梁端彎矩強度比值與擴頭鋼筋錨定長度關係圖

及 20.8) 之接頭試體，其彎矩比值皆大於 1.1，且均能驅使塑鉸發揮，但就整體耐震性能而言，效果與錨定長度為 309 mm 之接頭試體相當，故採用 ACI 318-11 建議之擴頭鋼筋錨定長度設計，便能滿足耐震需求之錨定長度，有效發揮足夠耐震性能。

圖 19 為外柱接頭試體 T7 與 T9 之彎矩包絡線比較，其中試體 T7 之上下梁主筋皆採用擴頭鋼筋錨定 ($l_{dt} = 528$ mm)；試體 T9 之上下梁主筋皆採用標準彎鉤鋼筋錨定於交會區 ($l_{dt} = 528$ mm)。當鋼筋配置淨間距為 $2.2 d_b$ ，梁筋比為 1.0% 且交會區剪力比為 0.58 時，彎矩與變位角之包絡線近乎一致，證實鋼筋錨定長度相同時，採用擴頭鋼筋或標準彎鉤鋼筋配置均能得到相同之耐震性能。

預鑄實尺寸梁柱接頭耐震性能試驗

本試驗 (林克強, 2013) 共進行六組內柱接頭試驗，其中包括三組場鑄 (FC) 及三組預鑄 (PC) 接頭試體，主要針對梁構材於淨保護層 4 及 6 cm 條件下，場預鑄施工方式對其梁柱接頭耐震性能之差異進行探討，詳細試體設計參數詳表 6。

試驗成果方面，分為梁端保護層厚度及場預鑄施工之議題進行探討。保護層方面，由圖 20 中之彎矩變形包絡線得知，當梁主筋採用十二號擴頭鋼筋配置，且場鑄接頭試體之梁構材淨保護層分別為 4 及 6 cm 時，兩者於反覆地震力作用下之彎矩與變形能力相當，觀察預鑄接頭試體亦發現相同現象。故保護層厚度雖會影響構材裂縫之發展，但在梁構材之淨保護層為 4 及 6 cm 條件下，兩者耐震性能相當。

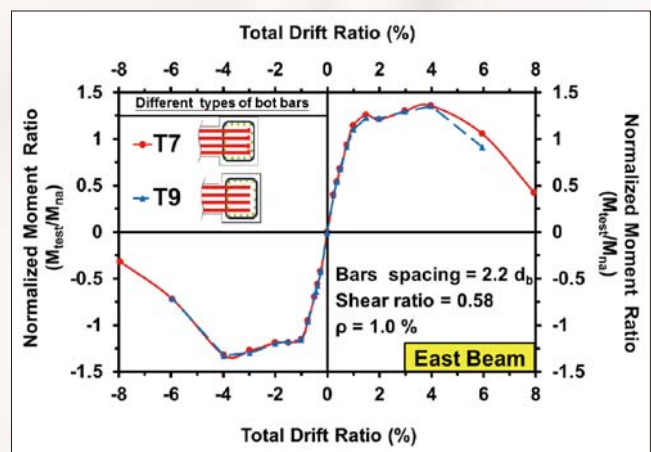
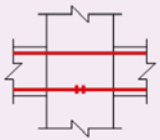
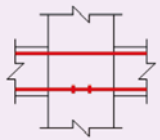
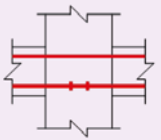
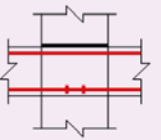
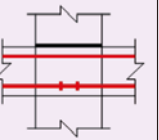
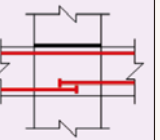


圖 19 試體 T7 與 T9 之擴頭鋼筋與標準彎鉤之彎矩包絡線比較圖

表 6 場預鑄梁柱接頭試體之設計參數表

Specimen		Field cast			Pre-cast		
		FC1	FC2	FC3	PC1	PC2	PC3
Beam	$b \times h$ (mm)	500 x 600			500 x 600		
	Top Bar	4-#10	3-#12		3-#12		
	Bottom Bar	4-#10	3-#12		3-#12		
	Stirrups	#4 @ 150 mm			#4 @ 150 mm		
	Cover (mm)	40	40	60	40	60	40
Column	$b \times h$ (mm)	800 x 800			800 x 800		
	Main Bar	12-#10	12-#12		12-#12		
Connection Type							
ldt	(mm)	458.2	560.6	560.6	560.6	560.6	560.6
	d_b	14.23	14.23	14.23	14.23	14.23	14.23
Steel Spacing		2.752	3.598	3.081	3.598	3.081	3.598
ρ		0.0123	0.0139	0.0144	0.0139	0.0144	0.0139
$R_m = \frac{\sum(M_n)_c}{\sum(M_n)_b}$		2.15	2.56	2.68	2.56	2.68	2.56 3.01
$V_{jh,u} / V_n$		0.817	0.921	0.928	0.921	0.928	0.921 0.945

場預鑄施工方面，由圖 21 中之彎矩變形包絡線得知，當梁構材淨保護層為 4 cm 條件時，場預鑄接頭試體之彎矩與變形能力相當，證實採預鑄工法施作之接頭試體，其耐震性能與場鑄接頭相當；當梁構材淨保護層為 6 cm 條件時，場鑄接頭試體之彎矩變形能力優於預鑄接頭試體，進一步觀察發現，預鑄接頭試體之梁端二次澆置面處與上層梁主筋過近產生嚴重碎裂問題，此乃影響兩者耐震性能之關鍵因素，若能於設計階段排除此疑慮，其預鑄工法施作之接頭試體有待確認。

試驗證實採用擴頭鋼筋・耐震性能相當

在內柱之梁柱接頭試體，其擴頭鋼筋採用直線對接與交錯搭接不同配置型式之試驗結果發現，當擴頭鋼筋配置之埋置長度符合 ACI 318-11 之發展長度要求下，且梁柱交會區之剪力設計符合現行規範之耐震設計規定者，採用擴頭鋼筋直線對接與交錯搭接之試體強度與變形行為大致與直通鋼筋者相當，此結果也證

實採兩擴頭鋼筋之配置型式可應用於預鑄工法中。

針對擴頭鋼筋應用於 CCT 節點及梁柱接頭之試驗，將其研究成果及設計建議歸納如下：

透過進行外柱梁柱接頭之試驗得知，當擴頭鋼筋或標準彎鉤鋼筋配置相同之錨定長度時，兩者均能得到相同之耐震性能，且採用 ACI 318-11 規範建議之擴頭鋼筋拉力發展長度即可提供足夠的強度與變形需求，故此發展長度需求仍適用於耐震設計。

透過進行內柱梁柱接頭之試驗，其擴頭鋼筋採用直線對接與交錯搭接不同配置型式之試驗結果發現，當擴頭鋼筋配置之埋置長度符合 ACI 318-11 之發展長度要求下，且梁柱交會區之剪力設計符合現行規範之耐震設計規定者，採用擴頭鋼筋直線對接與交錯搭接之試體強度與變形行為大致與直通鋼筋者相當

透過內柱接頭試驗亦發現，當擴頭鋼筋配置淨間距為 $2.2 d_b$ 時，其梁端之彎矩與變形能力與淨間距 $4.0 d_b$ 者相似，即兩者的耐震性能相當，故 ACI 318-11 規範對於擴頭鋼筋淨間距之建議，可適度由最小限制之

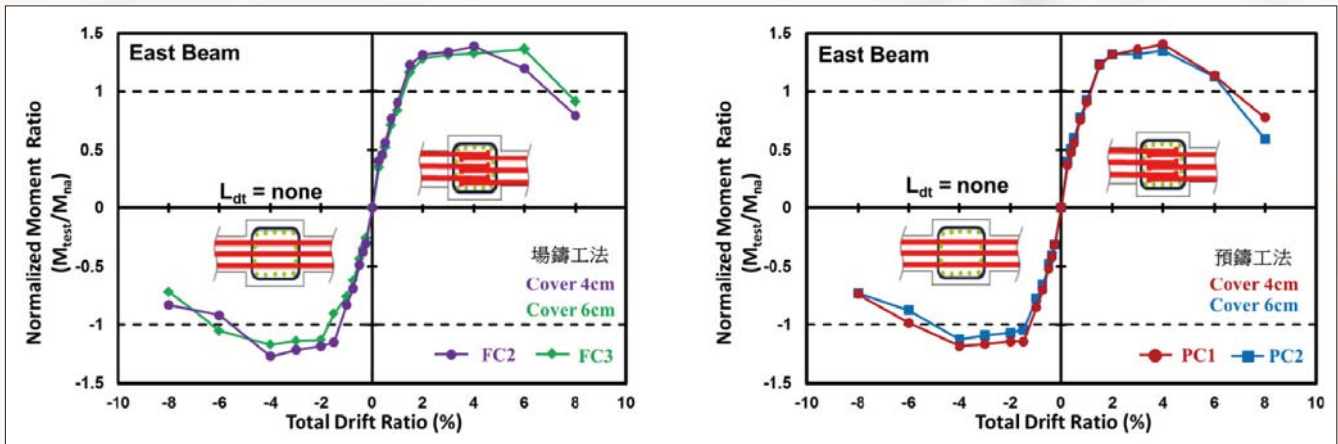


圖 20 場預鑄接頭試體之梁端淨保護層 4 cm 及 6 cm 彎矩包絡線比較圖

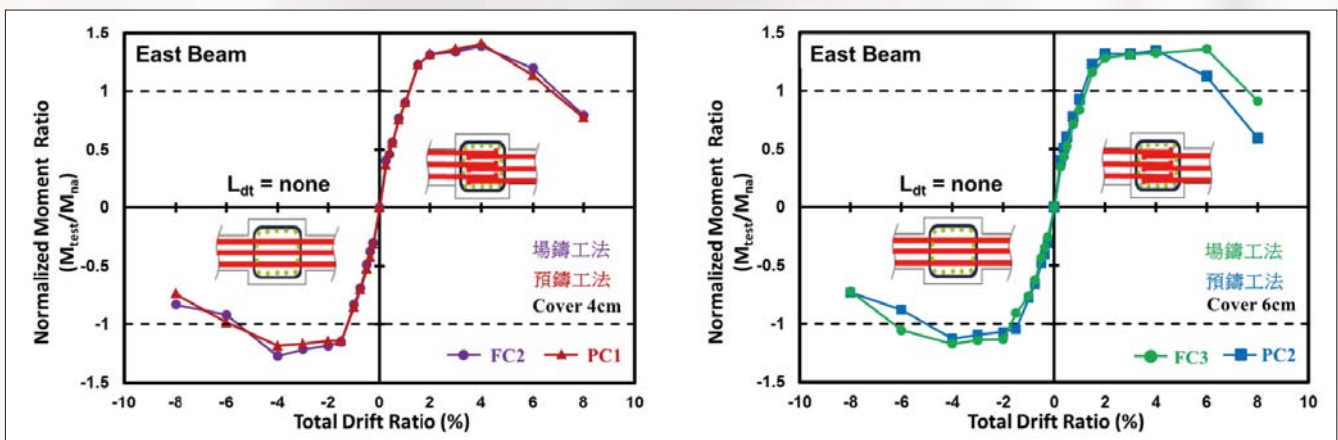


圖 21 梁端保護層不同條件下之場預鑄接頭試體彎矩包絡線比較圖

4.0 d_b 調整至 2.2 d_b 。

根據預鑄接頭試驗成果得知，採用預鑄工法施作之接頭耐震性能與場鑄者相當，亦證實其擴頭鋼筋採用對接或交錯搭接之配置形式可應用於預鑄工法中。

參考文獻

1. ACI Committee 318 (2008) Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute.
2. ACI Committee 318 (2011) Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute.
3. ACI-ASCE Committee 352 (2002) Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures, American Concrete Institute.
4. AIJ (2010) AIJ Standard for Structural Calculation of

Reinforced Concrete Structures, Architectural Institute of Japan (in Japanese).

5. 內政部營建署 (2011), 「混凝土結構設計規範」, 臺灣, 民國一百年。
6. 內政部營建署 (2011a), 「建築物耐震設計規範與解說」, 臺灣, 民國一百年。
7. 林克強 (2011), 國家地震工程研究中心, 「高強度混凝土之 T 頭鋼筋錨定行為研究」, 民國一百年。
8. Ker-Chun Lin (2013), "Assessment for Seismic Performance of Headed Bar Anchoring in Beam-to-interior Column Joints," The Thirteenth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-13), Japan.
9. 林克強 (2013), 「預鑄梁構件應用擴頭鋼筋於場鑄梁柱接頭之耐震行為研究」, 台灣混凝土學會混凝土工程研討會, 民國一百零二年。

台灣光榮入選為 ACECC 財務委員 第二十六屆亞洲土木聯盟協調委員會大會紀實

王華弘／中國土木水利工程學會國際關係委員會副主任委員

繼 2013 年 8 月 23 ~ 28 日在印尼雅加達舉行第六屆亞洲區域土木工程研討會 (CECAR6) 暨第二十五屆亞洲土木協調委員會 (ACECC) 之後，亞洲土木聯盟協調委員會訂於 2014 年 3 月 8 日假美國夏威夷州首府檀香山維基基海灘希爾頓夏威夷度假村會議中心舉行第二十六屆執行委員會會議 (Executive Committee Meeting, ECM)。在 ECM 的前一天，2014 年 3 月 7 日上午首先舉行第十五屆技術協調委員會會議 (Technical Coordinating Committee Meeting, TCCM) 及第二十屆規畫委員會會議 (Planning Committee Meeting, PCM)。本屆會議獲得來自美國、台灣、澳洲、印尼、印度、孟加拉、日本、韓國、蒙古、菲律賓、越南等 11 個會員

國及受邀參加成員觀察員的巴基斯坦在內，共有超過 85 位代表及家屬參加此一盛會，在 3 月 7 日傍晚的歡迎晚宴及 3 月 8 日晚間的惜別晚宴上，許多國家代表彼此結識並交換意見，並預備於 2014 年 11 月 18 ~ 19 日假日本土木工程師學會位於東京的總部，舉行第二十七屆亞洲土木協調委員會 (ACECC)。

3 月 7 日上午八點由技術協調委員會主席 Potenciano Leoncio 主持，在確認所有會員國代表出席之後開始會議。主席首先介紹本屆 (2014 ~ 2016) 的亞洲土木聯盟協調委員會成員，並且邀請每一個國家代表向在場全體出席會員致意。討論的議程包含：通過上一屆會議紀錄、每一項技術工作委員逐一報告過去



圖 1 委員會開議會場

六個月執行計畫的進度與預期自未來六個月將呈現的成果、終止過去所完成的技術工作委員會及倡議新的技術委員會。在許多由單一國家或是結合數個國家所倡議並且完成的技術工作委員會，均透過跨國的合作和資源的互相交換而促進新技術的推廣或研發。我國歷年來在技術委員會貢獻甚多，本屆委員會也不例外，包含和日本合作將過去新幹線的鐵路技術向許多東南亞國家推廣（TC12）、與韓國合作建置建築資訊管理系統的標準元件和整合（TC13）作跨國性的技術合作。本屆會議中由美國工程師學會倡議一項新的議案，有鑑於大型複合性天災的頻率增加，針對工程師在防災科技上各國的終身學習狀況進行調查、協調，並且進而促進更多跨境教育的合作，所有議程順利於上午十點十五分結束。

緊接著在上午十點三十分於同一會場舉行規畫委員會 PCM 會議，由主席 Dr. Udai Singh 主持會議，在確認所有會員國代表出席之後開始會議。主席首先確認前一次會議紀錄之後，並通過了本次規畫委員會會議的議程。接下來會員國報告過去六個月，分派邀請許多尚未加入亞洲土木聯盟協調委員會的亞洲國家的聯絡狀況。過去由澳洲負責邀請紐西蘭、韓國邀請泰國和馬來西亞、台灣邀請柬埔寨、美國邀請斯里蘭

卡、新加坡和緬甸。回顧聯繫的成果和檢討所遭遇的困難，與會成員一致同意再度邀請這些國家參加今年十一月在日本東京的會議成為觀察員。其他相關的重要議程包含由中國土木水利工程學會於 2013 年所倡議的新委員會，以「培育新一代工程師」為主軸，在過去六個月除了完成所有會員國青年工程師活動的問卷，並預期在今年度開始進行國際交流計畫。韓國代表爭取由韓國擔任本屆評獎委員會工作的議案，在未來 CECAR7 頒發土木工程專案獎及工程師成就獎，負責各種獎項的提名及評選的工作，這項提議獲得在座所有會員的同意通過。

在規畫委員會會議中，最關鍵的一項議題就是討論由本學會代表張陸滿教授提出的會員會年費的變更案，依照每一個國家的國民所得作計算基礎，在現有的規範中，增加一項針對美國、日本及澳洲等高收入國家的新年費費率。由於事關許多國家會員，並且與亞洲土木聯盟協調委員會內部執行的需求，最後由主席接受建議並裁示本項提案將由即將成立的財務委員再作深入探討。此外，大會秘書處於規畫委員會會議中，提名由韓國代表 Jae-Woo Park 教授成為本大會的財務長，並成立正式的財務委員會七名，計畫在 ECM



圖 2 委員會主席團議場現況

會議選出四位委員。在規畫委員會會議中，引發最長時間討論的一項議題，是對於在現有組織架構中是否成立「執行委員會」，以致於能夠更有效地執行各項議案及推廣相關工作。但是因為許多會員國意見彼此相左，最後依照主席裁示，對此一討論議案暫時擱置不作任何決定，直到一旦 ACECC 成員超過十五個會員國之後，才考慮增設「執行委員會」。最後由大會秘書處報告會員現況、官方網頁建置、每季的通訊、現階段財務報告、未來一年各會員預備籌辦的活動等記錄。而上屆籌辦 CECAR6 的印尼，也提出總結報告，並以口頭方式感謝所有會員國的參與。規畫委員會主席 Dr. Udai Singh 同時也負責 CECAR7 大會籌備主席，在會中向大家報告目前籌辦的狀況，並且鼓勵大家在未來的幾個月中，能夠提出 CECAR7 的議程，整個會議在下午一點結束。

第二天依照往例，在上午開會之前，每一個國家代表為所有出席會議的成員，準備了足以代表自己國家風土的紀念品，我國亦準備了精美的學會文宣和台北花博相關的紀念品致贈出席的各國代表。在本屆的執行委員會會議（ECM）開會之前，首先於上午八時三十分確認各會員國代表出席之後，由技術協調委員會 TCCM 主席 Potenciano Leoncio 宣讀昨天第十五屆會議的最後記錄並且完成修正。其次，由規畫委員會 PCM 主席 Dr. Udai Singh 主持並宣讀昨天第二十屆會議的最後記錄並且完成修正。以上兩項會議結論經確認後，正式送交執行委員會會議審議。隨著本屆大會主席 Dr. Albert Yeung 於上午十點十五分宣布開議，本屆執行委員會會議（ECM）開會進入了最高潮。大會主席先代表美國工程師學會 ASCE 理事長（Randall S. Over）表示歡迎所有會員的參與，隨後 Dr. Albert Yeung 就 ACECC 自 1998 年的發展作出回顧，並且肯定美國工程師學會 ASCE 過去對於 ACECC 的參與和貢獻，在現任的組織架構下，除了建立 ACECC 在日本的大會秘書處、設計了專屬的官方網頁、發行了第一期未來四季的通訊，並且從過去 11 個會員國，在本屆將因為觀察員巴基斯坦的加入，使得 ACECC 增加會員國至 12 個，展望未來三年計畫將持續擴大邀請，增加會員國數並持續在土木工程領域上以分享技術和知識，貢獻所有的會員社會。



圖 3 台灣代表團張陸滿教授議場中發言

各會員國的執行委員會會議（ECM）代表在主席開會之後，邀請每一位國家代表作自我介紹，不但 11 個會員國全體出席本屆會議，加上許多國家龐大的代表團和家屬，使得本屆會議顯得熱鬧非凡。會議中全體會員國逐一投票，最後一致同意，通過接納巴基斯坦成為正式會員。並且確認所有憲章的修正案，通過由秘書處提名韓國籍 Jae-Woo Park 教授擔任財務長。針對新成立的財務委員會，七月法定成員中，ACECC 主席、財務長及秘書長為三位當然委員之外，另外需要提名四位委員，而美國、日本及韓國因為已包含在前述三項職務之中，因此四位入選委員，其中一位委員將代表來自低收入國家（孟加拉、巴基斯坦），另外兩位委員則為中等收入會員國分別（印度、印尼、蒙古、菲律賓、越南），一位委員代表來自高收入國家（台灣、澳洲）。投票結果在低收入國家由孟加拉入選、中等收入會員國因為印尼、蒙古、越南棄權，而由印度及菲律賓成為當選會員國。最後，由於張陸滿教授過往的積極貢獻受到全體的肯定，成功地擊敗澳洲而使台灣入選成為財務委員會委員。未來財務委員會將由韓國籍 Jae-Woo Park 教授以財務長身分，主導下一屆研討會財務計畫，並且透過開發新方向為亞洲土木聯盟協調委員會增加資源。

執行委員會會議（ECM）中邀請越南代表在眾人見證之下，簽署了雅加達宣言，主席並提醒新加入的巴基斯坦會員，經審視雅加達宣言並同意之後，在下一屆於日本東京的會議中再公開場合進行簽署。隨後在逐條審查針對大會憲章的修正案之後，每一個會員國表達對修正條文的同意。修正內容包含明確定義估計會員年費的計算基礎，以採用世界銀行對於國民所得的計算標準，並且對於新加入會員國第一年的年費，

採用獲悉加入當年的月份與換算全年的百分比計算。在條文中亦增加提醒每一個會員國在繳交年費時，需要加上銀行額外收取匯款的相關費用，使得大會收到各會員國實際繳納年費的淨值。最後，憲章中亦增設連續三年未繳交會員國年費，即取消會員資格的相關條文。議程中也包含 2013 年 8 月底負責第六屆亞洲區域土木工程研討會（CECAR6）的印尼土木工程學會代表 Iswandi Imran 教授，將前一屆研討會辦理的成果和財務報告作成簡報。而下一屆亞洲區域土木工程研討會（CECAR7）的主辦美國代表主席 Dr. Udai Singh 也在會中向大家報告研討會主題、目前籌備狀況及現階段需要會員國參與的地方，同時鼓勵大家協助尋找贊助廠商及撰寫論文，未來幾個月將會在官方網頁上公告，請會員國密切注意。

會議中也我國代表正式提議，將下一屆亞洲區域土木工程研討會（CECAR7）的研討會論文集部分優秀論文考慮收錄於 ASCE 所出版眾多的期刊中，會中並由會員提出，未來本會需要提出許多具體的行動，以全力將雅加達宣言的簽署內容落實。會議的終結之前由大會秘書處報告官方網頁將來的發展，鼓勵會員國使用官方網頁上傳報告及各類記錄，同時也能夠下

載歷史文件和會議記錄，透過文件資料在網路的存取及傳輸，亞洲土木聯盟協調委員會身體力行支持象徵永續經營的「無紙化」作業。現階段財務報告也由秘書長提出，截至 2014 年 2 月 28 日為止，亞洲土木聯盟協調委員會在銀行累積了達美金 158,474.27 元的存款。最後，由日本代表向在座委員會成員介紹第二十七屆亞洲土木協調委員會（ACECC）的會議地點及相關籌備訊息。由於下屆 ECM 會議之後，主辦單位將結合日本土木學會慶祝學會成立第一百週年擴大的慶祝活動，系列慶祝中也包含了國際圓桌論壇等適合國際友人參加的活動，日本土木工程學會有信心將使得所有參加的委員會成員感到賓至如歸。未來在 2014 年 11 月 18-19 日將在日本東京辦理下屆 ECM 會議之後，2015 年 3 月原本計畫在泰國曼谷，但考量目前並未成功邀請泰國入會，加上曼谷市政局狀況，因此改選由主動提案的孟加拉，負責籌辦 2015 年 3 月的 ECM 會議。未來 2015 年 8 月預計將在韓國首爾辦理 ECM 會議，2016 年 3 月在印度德里辦理 ECM 會議及 2016 年 8 月在美國夏威夷州舉行 CECAR7 的同時舉辦 ECM 會議。所有的會議議程在接近下午一時，所有會員互道珍重再見並大合照之後結束。



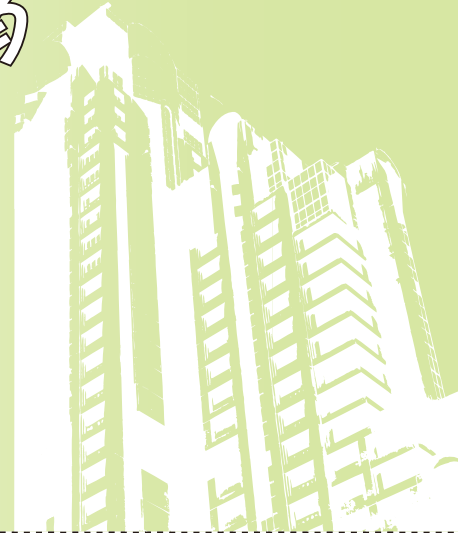
圖 4 全體委員會代表大合照

土木水利

雙月刊

一份在土木水利工程界
最為流傳的刊物

廣告
訂單



「土木水利」雙月刊 廣告價目表

(費率單位：新台幣元)

刊登地位	金額 (新台幣元)	敬請勾選
封面全頁 彩色	60,000	
內頁中間跨頁 彩色	80,000	
封底全頁 彩色	50,000	
封面裏/封底裏 全頁彩色	40,000	
內頁 全頁	彩色	30,000
	雙色	20,000
內頁 半頁	彩色	15,000
	雙色	10,000
內頁 1/4 頁	彩色	8,000
	雙色	5,000
折扣	3期9折， 4期以上8.5折	

茲附上廣告式樣一則

請按下列地位刊登於貴會出版之「土木水利」雙月刊

此致

中國土木工程學會

刊登月份：

41.3 41.4 41.5 41.6 42.1 42.2 共 次
(6月) (8月) (10月) (12月) (2月) (4月)

註：稿件請提供設計完稿之廣告稿；
相片、圖片等請提供清楚原件或電腦檔。

上項廣告費計新台幣

元整

隨單繳送請查收摺據
請於刊登後檢據洽收

機構
名稱：
商號

(請蓋公司印)

負責人：

地 址：

廣告聯絡人：

電 話：

廣告訂單連絡電話：中國土木工程學會 (02) 2392-6325 來秘書

土木水利雙月刊

1. 一年六期，新台幣1,800元
郵政劃撥訂閱請填本表，至郵局辦理。
信用卡傳真訂閱，請填背面表格並傳真。
2. 中國土木工程學會會員，免費送雙月刊。

請洽陳耀志小姐 電話：(02) 2392-6325

傳真：(02) 2396-4260

請上網下載表格

網址：www.ciche.org.tw

e-mail：ciche.roc@msa.hinet.net

中國土木工程學刊

您的論文發表園地

每本 500 元 一年四期

優待年訂戶 —

會員 NTD 800.-

非會員及公民營機構 NTD 1,800.-

國外個人 USD 40.-

國外機關團體 USD 100.-

請填下表：郵政劃撥或信用卡傳真訂閱

請洽王惠娜小姐 電話：(02) 2392-6325

◎ 中國土木工程學會會員資格如下：

- 一、會員：凡大專院校土木水利或相關科系畢業，曾從事土木水利事業或研究工作二年以上，經會員二人之介紹者。
- 二、初級會員：凡大專院校土木水利或相關科系在學學生，或前述科系畢業曾從事土木水利事業或研究工作不滿二年，經會員二人之介紹者。
- 三、團體會員：凡與土木水利工程學術有關之機關團體或部門，經會員二人之介紹或非經會員介紹，但能提出相關證明文件者。
- 四、國際會員：凡不具中華民國國籍，但符合本會會員資格經會員二人之介紹者。
- 五、土木水利相關科系：土木、水利、農業、建築、海洋工程、交通管理、都市計畫、測量工程、運輸工程與管理、水土保持、河海、營建工程、海洋環境、軍事、測繪、水資源、環境工程、景觀建築等系。
- 六、凡經政府所舉辦之高等考試或乙等特種考試相關類科及格者，均視同大專以上程度。
- 七、高級職業學校相關科組畢業經前述考試及格，或經政府銓敘審定為土木水利技術人員且服務滿二年以上者，得比照申請為會員。

◀ 入會申請書 請參考雙月刊及本會網站 ▶

98-04-43-04

郵政劃撥儲金存款單

收款帳號	0	0	0	3	0	6	7	8	金額	仟萬	佰萬	拾萬	萬	仟	佰	拾	元
								新台幣									
								(小寫)									

通訊欄 (限與本次存款有關事項)

- 訂閱土木水利雙月刊，一年六期1,800元
自第__卷第__期起，__年期雙月刊__份
- 訂閱中國土木工程學刊，一年四期
- (國內·會員) 800元
- (國內·非會員及機關團體) 1,800元
自第__卷第__期起，__年期學刊__份
- 繳納會員__年常年會費1,500元
- 繳納初級會員__年常年會費300元
- 繳納會員入會費500元及常年會費1,500元
- 繳納初級會員入會費200元及常年會費300元
- 繳納__研討會報名費__元

收款戶名	中國土木工程學會	
寄款人	主管：	
姓名		
地	□□□—□□	
址		
電話	經辦局收款戳	

虛線內備供機器印錄用請勿填寫

◎ 寄款人請注意背面說明

◎ 本收據由電腦印錄請勿填寫

郵政劃撥儲金存款收據

收款帳號戶名	
存款金額	
電腦紀錄	
經辦局收款戳	

中國土木水利工程學會

信用卡繳納通知書

姓名		款別 注：入會時請先填入會申請書，傳真學會審查，我們會立即通知您，資格符合時請繳費，入會費一人僅需繳交一次	<input type="checkbox"/> 訂閱土木水利雙月刊，一年六期 新台幣 1,800 元
會員證號碼			訂閱中國土木水利工程學刊，一年四期
身分證號碼			<input type="checkbox"/> 國內·會員 新台幣 800 元
卡別 <input type="checkbox"/> VISA <input type="checkbox"/> MASTER CARD <input type="checkbox"/> JCB			<input type="checkbox"/> 國內·非會員及機關團體 新台幣 1,800 元
			<input type="checkbox"/> 國外·個人 美金 40 元
信用卡卡號			<input type="checkbox"/> 國外·機關團體 美金 100 元 自第__卷第__期起__年期學刊__份
信用卡簽名欄最後三碼			<input type="checkbox"/> 繳納會員年費 1,500 元
信用卡有效期限	(月/年)	<input type="checkbox"/> 繳納初級會員年費 300 元	
信用卡簽名		<input type="checkbox"/> 繳納會員入會費 500 元及年費 1,500 元，合計 2,000 元	
繳費金額		<input type="checkbox"/> 繳納初級會員入會費 200 元及年費 300 元，合計 500 元	
		白天聯絡電話	<input type="checkbox"/> 繳納_____研討會 報名費_____元
		通信地址	

注：僅接受 VISA, MASTER CARD, JCB

會址：台北市仁愛路二段一號四樓

電話：(02) 2392-6325 傳真：(02) 2396-4260

郵政劃撥存款收據

注意事項

- 一、本收據請詳加核對並妥為保管，以便日後查考。
- 二、如欲查詢存款入帳詳情時，請檢附本收據及已填妥之查詢函向各連線郵局辦理。
- 三、本收據各項金額、數字係機器印製，如非機器列印或經塗改或無收款郵局收訖章者無效。

請寄款人注意

- 一、帳號、戶名及寄款人姓名地址各欄請詳細填明，以免誤寄；抵付票據之存款，務請於交換前一天存入。
- 二、每筆存款至少須在新台幣十五元以上，且限填至元位為止。
- 三、倘金額塗改時請更換存款單重新填寫。
- 四、本存款單不得黏貼或附寄任何文件。
- 五、本存款金額業經電腦登帳後，不得申請撤回。
- 六、本存款單備供電腦影像處理，請以正楷工整書寫並請勿摺疊。帳戶如需自印存款單，各欄文字及規格必須與本單完全相符；如有不符，各局應婉請寄款人更換郵局印製之存款單填寫，以利處理。
- 七、本存款單帳號與金額欄請以阿拉伯數字書寫。
- 八、帳戶本人在「付款局」所在直轄市或縣(市)以外之行政區域存款，需由帳戶內扣收手續費。

交易代號：0501、0502現金存款 0503票據存款 2212劃撥票據託收

本聯由儲匯處存查 600,000 束 (100 張) 94.1.210 × 110mm (80g/m² 模) 保管五年 (拾大)

目錄

- 序
- 3 一場跨進 BIM 國際大門的比賽
郭榮欽
- 6 筆路藍縷，塑模成形 謝尚賢
- 前言
- 8 變出一手好把戲的“MIB”
張國儀
- 案例
- 10 中興工程顧問股份有限公司
中興工程顧問社研究大樓新建工程之
BIM 全生命週期導入
- 46 建國工程股份有限公司
衛武營藝術文化中心建築裝修水電空調工程之 BIM 導入
- 74 亞新工程顧問股份有限公司
臺北捷運環狀線細部設計之 BIM 導入
- 100 台灣世曦工程顧問股份有限公司
許幼初建築師事務所
鐵工局高雄計畫西段工程美術館站建築設計之 BIM 導入
- 130 台灣世曦工程顧問股份有限公司
合肥南港區 R5 集合住宅大樓新建工程之 BIM 導入

BIM，什麼把戲

Taiwan BIM Award

作者 / 張國儀 審訂 / 謝尚賢



中國土木水利工程學會
CIVIL AND HYDRAULIC ENGINEERING

會員優惠 七四折購書 每本 700元

請洽：陳玟君小姐 TEL: 02-2392-6325 FAX: 02-2396-4260

分毫不差

才足以教人驚豔

搏得滿堂喝采的每一場演出，廣為客戶信賴的每一回肯定，
台灣世曦連番榮耀背後的，永遠都只是「專業」的累積，
以及「用心」的執著。



Creativity · Excellence · Conservation · Integrity

CECI



台灣世曦
工程顧問股份有限公司

台北市11491內湖區陽光街323號
Tel:(02) 8797 3567 Fax:(02) 8797 3568
<http://www.ceci.com.tw> E-mail:pr@ceci.com.tw